



UNIVERSIDAD CARLOS III DE MADRID

Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de  
Estructuras

ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN

Trabajo Fin de Grado

Grado en Ingeniería Mecánica

2013/14

Autor: Daniel Orteso Pulido

Director: Matías Nicolás Braun

Tutor: José Alfonso Artero Guerrero



### RESUMEN

La presencia de grietas en una gran estructura, como puede ser una presa, es un aspecto clave el análisis de la integridad estructural de la misma. Otro factor importante es la estabilidad del sustrato sobre el que se encuentra situado, que puede ser alterado por distintos motivos, siendo uno de los más importantes las acciones sísmicas. El objetivo del presente trabajo es estudiar la combinación de ambas posibilidades. Mediante el uso de un modelo numérico implementado en un código comercial de elementos finitos, se analizará la respuesta de una presa de gravedad, la de Koyna, durante un terremoto en presencia de grietas en su estructura. Para ello, se dividirá el trabajo en tres grandes partes.

En primer lugar, se estudiará la situación final de la presa tras el terremoto, prestando atención en las partes dañadas y la forma de propagar el daño a lo largo de la estructura. El caso será validado al compararlo con un estudio previo de la misma presa.

En segundo lugar, se llevará a cabo un análisis paramétrico introduciendo grietas en la estructura. Además del daño, se estudiará el efecto de los parámetros de la fisura en el factor de intensidad de tensiones.

Por último, se realizará un nuevo estudio paramétrico, en este caso para distintas longitudes de sellado de la grieta. La finalidad es encontrar un compromiso entre la parte económica, tan importante en nuestros días, y la parte de la seguridad, factor de vital importancia al tratarse de una estructura de grandes dimensiones y cuyo fallo afectaría a miles de personas.



### ABSTRACT

The presence of cracks in a big structure, such as a dam, is a key aspect of the structural integrity analysis thereof. Another important factor is the stability of the substrate on which is located, that can be altered for various reasons, and one of the most important is the seismic action. The aim of this work is to study the combination of both. By using a numerical model implemented in a commercial finite element code, the response of a gravity dam (Koyna dam) will be analyzed during an earthquake in the presence of cracks in the structure. To do this, the work is divided into three main parts.

First, the final status of the dam following the earthquake will be studied, focusing on the damaged parts and how to spread the damage over the structure. The case will be validated by comparing it with a previous study of the same dam.

Secondly, it will perform a parametric analysis introducing cracks in the structure. Besides the damage, the effect of the parameters of the crack in the stress intensity factor will be considered.

Finally, a new parametric study was performed, in this case for sealing lengths of the crack. The purpose is to find a compromise between the economic part, that is so important nowadays, and the safety part, that is a really important factor, because the failure of a big structure would affect thousands of people.



## AGRADECIMIENTOS

En la portada pone mi nombre, pero este trabajo no es solo mío. Son muchas las personas que me han ayudado a llevarlo a cabo, y estas líneas son solo una muestra de todo lo que les debo.

En primer lugar quiero agradecer el apoyo a mi familia, en especial a mis padres, ya que sin ellos esto no hubiese sido posible. Han sido mis mecenas, y espero que algún día pueda recompensarles por todo el esfuerzo que han realizado. También a mi hermana, que ha estado presente siempre que la necesitaba.

En segundo lugar, pero no por ello menos importante, está Elisa. Gracias por aguantarme, por apoyarme y por ayudarme, por ser mi vía de escape en los momentos en los que las cosas no salían. Y por prohibirme usar mi herramienta de “edición gráfica” favorita: Paint.

También a mi tutor, José, y mi director, Matías, que han tenido una paciencia infinita conmigo y han sabido orientarme y llevarme por el buen camino.

A mis amigos: A los de siempre, que aunque no podemos vernos en meses, sé que están ahí; A los compañeros de clase, que también lo son de cafetería, a los que también quiero desearles suerte con sus propios trabajos. Nombrar a todos sería imposible, pero no hacerlo con algunos sería injusto: Marrupe, Manzano, Mario, Carlos, Yago, Ramiro, Antonio, Gonzalo...; A los compañeros de museo, con los que comparto muchas horas en el trabajo, y aún más fuera de él, y que son muy “majetes”.

En último lugar, a mí mismo. Nadie mejor que yo sabe el esfuerzo que he dedicado para conseguirlo, las cosas a las que he renunciado para que esto fuese posible y las alegrías que han hecho que merezca la pena. El final del camino cada vez está más cerca...





## ÍNDICE DE CONTENIDO

|          |                                               |           |
|----------|-----------------------------------------------|-----------|
| <b>1</b> | <b>INTRODUCCION .....</b>                     | <b>13</b> |
| 1.1      | MOTIVACION Y OBJETIVOS.....                   | 13        |
| 1.2      | ENTORNO SOCIAL .....                          | 14        |
| 1.3      | ENTORNO ECONÓMICO.....                        | 14        |
| 1.4      | PRESUPUESTO.....                              | 15        |
| 1.5      | PLANIFICACIÓN .....                           | 16        |
| <b>2</b> | <b>ANTECEDENTES .....</b>                     | <b>19</b> |
| 2.1      | PRESAS.....                                   | 19        |
| 2.1.1    | Definición .....                              | 19        |
| 2.1.2    | Tipos de presas.....                          | 19        |
| 2.2      | PRESA DE KOYNA .....                          | 22        |
| 2.3      | REPARACION DE GRANDES GRIETAS .....           | 22        |
| <b>3</b> | <b>MECÁNICA DE LA FRACTURA.....</b>           | <b>26</b> |
| 3.1      | CONCEPTOS PREVIOS .....                       | 26        |
| 3.2      | ANÁLISIS DE GRIFFITH.....                     | 27        |
| 3.3      | MODOS DE FRACTURA .....                       | 30        |
| 3.4      | MECÁNICA DE LA FRACTURA ELÁSTICA LINEAL ..... | 31        |
| <b>4</b> | <b>MODELO NUMÉRICO.....</b>                   | <b>34</b> |
| 4.1      | MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS .....         | 34        |
| 4.2      | MODELO CONSTITUTIVO.....                      | 34        |
| 4.2.1    | Concrete Damage Plasticity.....               | 34        |
| 4.2.2    | Comportamiento mecánico .....                 | 34        |
| 4.3      | GEOMETRÍA .....                               | 37        |
| 4.4      | CONTACTOS .....                               | 38        |
| 4.5      | ESTADOS DE CARGA Y COACCIONES EXTERNAS.....   | 40        |
| 4.5.1    | Apoyos.....                                   | 40        |
| 4.5.2    | Peso propio .....                             | 40        |
| 4.5.3    | Presión hidrostática.....                     | 40        |
| 4.5.4    | Acción sísmica .....                          | 42        |
| 4.6      | DISCRETIZACIÓN .....                          | 43        |
| 4.7      | VALIDACIÓN.....                               | 45        |
| 4.8      | ANÁLISIS PARAMÉTRICO.....                     | 55        |

|       |                                                              |    |
|-------|--------------------------------------------------------------|----|
| 4.9   | CÁLCULO DEL FACTOR DE INTENSIDAD DE TENSIONES .....          | 57 |
| 4.9.1 | Proceso de cálculo mediante Abaqus .....                     | 57 |
| 4.9.2 | Validación con modelo teórico.....                           | 60 |
| 4.9.3 | Tenacidad a la fractura teórica.....                         | 61 |
| 4.9.4 | Factor de intensidad de tensiones equivalente .....          | 62 |
| 5     | RESULTADOS .....                                             | 65 |
| 5.1   | DISTRIBUCIÓN DEL DAÑO CON EL MODELO PLÁSTICO.....            | 65 |
| 5.2   | FACTOR DE INTENSIDAD DE TENSIONES EN GRIETA SIN SELLAR ..... | 76 |
| 5.3   | FACTOR DE INTENSIDAD DE TENSIONES EN GRIETA SELLADA.....     | 87 |
| 6     | CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS .....                        | 96 |
| 6.1   | CONCLUSIONES.....                                            | 96 |
| 6.2   | TRABAJOS FUTUROS .....                                       | 97 |
|       | REFERENCIAS .....                                            | 98 |



# Capítulo 1

## Introducción

## 1 INTRODUCCION

### 1.1 MOTIVACION Y OBJETIVOS

Desde la Antigüedad, el agua ha sido un recurso fundamental en el desarrollo de la humanidad y de las civilizaciones. Los principales asentamientos siempre fueron contruidos en las proximidades de mares, lagos o ríos. Un claro ejemplo es el Antiguo Egipto, donde la presencia del Nilo fue un factor muy importante en el desarrollo la agricultura. Ante la necesidad de disponer del agua a lo largo de todo el año surge la idea de almacenarla para su posterior uso. Así, durante la IV Dinastía, alrededor del año 2550 A.C, nace la primera presa de la historia, Sadd el-Kafara, situada a 30 kilómetros al sur de El Cairo.

A medida que la técnica de construcción fue avanzando, las presas se hicieron cada vez más grandes y sus capacidades de almacenaje aumentaron de manera notable. Pero esto también conlleva un mayor riesgo, ya que ante una mayor masa de agua almacenada, una posible rotura de la presa tendría unas consecuencias catastróficas.

La presencia de grietas en una presa conlleva un gran número problemas, como pueden ser limitaciones en la funcionalidad de la estructura o riesgos para la seguridad. Si, además, la presa está situada en una zona de actividad sísmica, estos problemas se ven acrecentados en gran medida debido a las altas sollicitaciones a la que se ve expuesta durante la acción sísmica.

Por ello, se hace necesario un estudio del comportamiento de la estructura frente a un seísmo que pueda garantizar la seguridad, aspecto de vital importancia al tratarse de una estructura de gran tamaño que, en caso de fallo, puede provocar consecuencias catastróficas. Además, se propondrá una solución para la reparación de las grietas, en la que se llegue a un acuerdo entre la seguridad y el aspecto económico, tan importante en la actualidad.

Para conseguir lo expuesto anteriormente, la línea del trabajo seguirá estos pasos:

1. Implementar un modelo numérico para el cálculo del daño y compararlo con un modelo ya validado, en este caso la presa de Koyna [1].
2. Implementar un modelo numérico para el cálculo del Factor de Intensidad de Tensiones y compararlo con soluciones analíticas ya validadas.
3. Realizar un análisis paramétrico para distintos parámetros en la grieta (altura y profundidad).
4. Estudiar la influencia del porcentaje de grieta sellado en la propagación de la misma.
5. Proponer una solución adecuada para la resolución del problema y plantear nuevos estudios sobre el tema.

## 1.2 ENTORNO SOCIAL

La construcción de la primera presa supuso un hito en cuanto a desarrollo técnico se refiere. También supuso el primer accidente relacionado con este tipo de estructuras, ya que una crecida de aguas derrumbó el muro y provocó la destrucción de gran parte del valle aguas abajo. Por ello es tan importante la concienciación con respecto a la seguridad en las presas. Con el objetivo de velar por la seguridad y promover el desarrollo técnico en la construcción de estas estructuras, se funda en París en 1928 la Comisión Internacional de Grandes Presas, ICOLD por sus siglas en inglés (International Commission On Large Dams).

La ICOLD puede considerarse la primera organización mundial profesional relacionada con el sector de las presas. Organiza una reunión anual, además de un congreso cada tres años, con los que favorece al progreso de la tecnología referente a las presas y promueve una gestión responsable de los recursos hídricos. Se trata de una organización referente en el sector, que propone criterios y recomendaciones para una mayor seguridad en las presas, así como para asegurar un menor impacto medioambiental y social durante y tras la construcción de la presa.

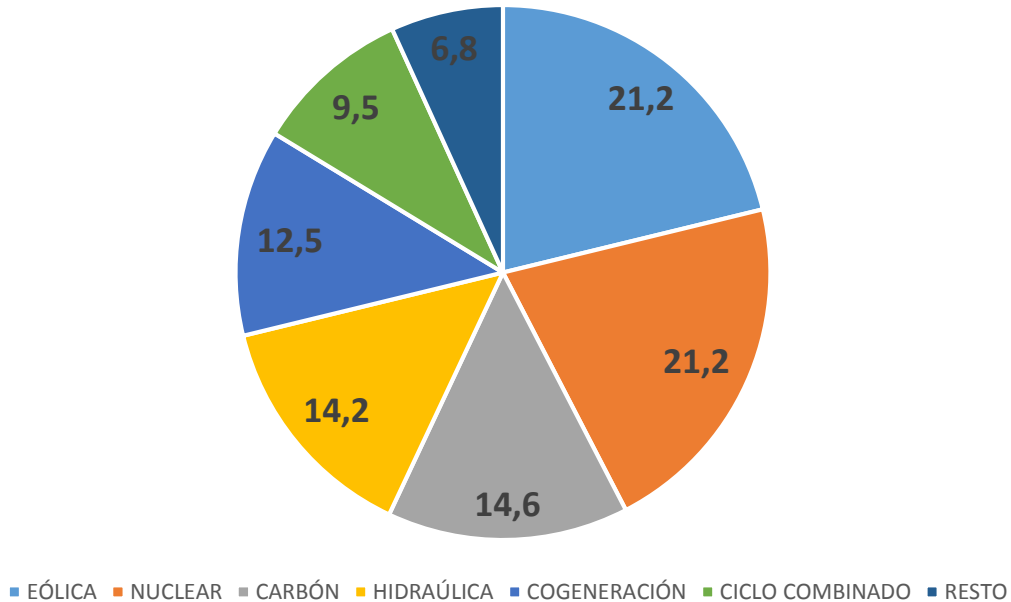
Es necesaria una buena gestión de los recursos hídricos para asegurar el correcto abastecimiento de la población. Aunque comúnmente se crea que el agua es un recurso abundante, según datos de la ICOLD [2] solo el 2,5% del agua del planeta (lo que supone 35 millones de  $\text{Km}^3$ ) es agua dulce y, por lo tanto, utilizable. Aun así, no tenemos acceso a gran parte de esta agua, que se encuentra en el subsuelo, en glaciares y en nieves perpetuas. Al final, sumando lagos y ríos, disponemos de tan solo el 0,3% del agua dulce existente.

La Organización Mundial de las Naciones Unidas establece unos umbrales de agua dulce renovable por persona y año, por debajo de los cuales se clasifica a los países que sufren estrés hídrico moderado (por debajo de  $1.700 \text{ m}^3$ ) o estrés hídrico elevado (por debajo de  $1.000 \text{ m}^3$ ). Estas cantidades hacen referencia al consumo directo e indirecto, como puede ser en agricultura o ganadería. Una gestión correcta puede paliar este estrés hídrico, a través de trasvases y almacenamiento de agua proveniente de zonas con mayores recursos. Es un tema sobre el que es importante reflexionar, ya que alrededor de 2,3 millones de personas sufren las consecuencias del estrés hídrico, ya sea moderado o elevado.

## 1.3 ENTORNO ECONÓMICO

Las dos principales ventajas a la economía que aporta la construcción de una presa o embalse son poder garantizar el suministro de agua y generar energía eléctrica gracias a la energía potencial que adquiere el agua al estar a gran altura.

A nivel mundial, se estima que la energía hidroeléctrica supone un 20% de la producción total. Fijándose en España, un estudio la Red Eléctrica Española revela en durante el año 2013 un 14,2% del consumo fue cubierto con energía hidroeléctrica. Como se puede observar en la Figura 1.1, se encuentra al nivel de la generada por carbón y solo está superada por eólica y nuclear.



**Figura 1.1: Cobertura de la demanda eléctrica peninsular en 2013 (en %).**

## 1.4 PRESUPUESTO

El siguiente presupuesto tiene como objetivo valorar el coste asociado a la elaboración de este trabajo, teniendo en cuenta tanto los costes materiales como los personales.

Para los costes personales, se estima un salario mensual de 1.250 € para una jornada laboral de 8 horas, valorado para un Ingeniero Técnico. Estableciendo un promedio de dedicación del 50% de esta jornada durante 9 meses (de enero a agosto de 2014, ambos inclusive), resulta en 4 horas diarias.

En cuanto al coste material, se debe calcular la amortización de cada uno de los elementos (equipo informático, licencias...) con la siguiente expresión:

$$\text{Coste de Amortización} = \frac{A}{B} \cdot C \cdot D$$

Siendo A los meses de uso del equipo, B el periodo de amortización (60 meses para el equipo informático y 12 meses para las licencias), C el coste inicial y D el porcentaje de uso diario.

Además, se incluyen costes indirectos, que se aproximan al 20% de la suma de costes personales y materiales.

| Personal | Categoría         | Periodo (meses) | Salario (€/mes) | Dedicación (%) | Coste Total (€) |
|----------|-------------------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|
| 1        | Ingeniero Técnico | 9               | 1.250           | 50%            | 5.625           |

Tabla 1.1: Costes personales.

| Equipo               | Coste (€) | Uso diario (%) | Periodo Uso (meses) | Periodo Amortización (meses) | Coste Total (€) |
|----------------------|-----------|----------------|---------------------|------------------------------|-----------------|
| Ordenador            | 2.500     | 16.7%          | 9                   | 60                           | 62.50           |
| Licencia Abaqus      | 1.055     | 16.7%          | 9                   | 12                           | 131.88          |
| Licencia Office 2013 | 269       | 16.7%          | 9                   | 12                           | 33.63           |

Tabla 1.2: Costes materiales.

| Coste Personal (€) | Coste Material (€) | Coste Indirecto (€) | Coste Total (€) |
|--------------------|--------------------|---------------------|-----------------|
| 5625               | 228                | 1170,60             | 7023,60         |

Tabla 1.3: Resumen de costes y coste total.

Por lo tanto, el coste total para la realización de este trabajo es de 7.023,60 euros.

## 1.5 PLANIFICACIÓN

La línea de trabajo seguida durante la realización de este estudio para la consecución de los objetivos principales ha sido al siguiente:

1. Búsqueda y lectura de información relacionada con la presa de Koyna, el modelo constitutivo del hormigón y la mecánica de la fractura, así como de los manuales necesarios para la implementación del código numérico en Abaqus.
2. Implementación de un modelo numérico en Abaqus que simule la acción sísmica en las condiciones originales.
3. Validación del modelo numérico por comparación con la bibliografía estudiada.
4. Validación del método utilizado para el cálculo del factor de intensidad de tensiones.
5. Simulación del estudio paramétrico de grietas, tanto para los casos sin sellar como los de fisura ya reparada.
6. Análisis de resultados y compilación de los mismos.
7. Realización de conclusiones.
8. Redacción de la memoria escrita.



La Figura 1.2 muestra la planificación del proyecto. Para su interpretación, “X” simboliza una dedicación parcial y “XX” un tiempo de trabajo más elevado.

|                                   | 2013 |     |     |     |     | 2014 |     |     |     |     |     |
|-----------------------------------|------|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|-----|-----|-----|
|                                   | OCT  | NOV | DIC | ENE | FEB | MAR  | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO |
| 1. Búsqueda de información        | X    | X   | XX  | XX  | XX  |      |     |     |     |     |     |
| 2. Implementación modelo numérico |      |     |     | X   | XX  |      |     |     |     |     |     |
| 3. Validación modelo numérico     |      |     |     |     |     | XX   | X   |     |     |     |     |
| 4. Validación FIT                 |      |     |     |     |     |      | X   |     |     |     |     |
| 5. Simulación                     |      |     |     |     |     |      | X   | XX  | X   |     |     |
| 6. Resultados                     |      |     |     |     |     |      |     |     | XX  |     |     |
| 7. Conclusiones                   |      |     |     |     |     |      |     |     |     | XX  |     |
| 8. Elaboración de memoria         |      |     |     |     |     |      |     |     |     | XX  | XX  |

Figura 1.2: Planificación del tareas.

## Capítulo 2

### Antecedentes

## 2 ANTECEDENTES

### 2.1 PRESAS

#### 2.1.1 Definición

Según la Real Academia de la Lengua Española, una presa se define como un *“muro grueso de piedra u otro material que se construye a través de un río, arroyo o canal, para almacenar el agua a fin de derivarla o regular su curso fuera del cauce”*.

Atendiendo al concepto de gran presa, la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) la define como *“aquella supera los 15 metros de altura o que, con más de 5 metros, tiene un volumen de embalse de más de 3 millones de metros cúbicos”*.

#### 2.1.2 Tipos de presas

##### 2.1.2.1 Según su estructura

Dependiendo de la geometría [3] y de la forma de transmitir las cargas a las que se ve sometida, una presa puede ser:

- De gravedad: el propio peso de la estructura es el encargado de transmitir el empuje del agua hacia el suelo, por lo que este debe ser suficientemente estable. Su forma se asemeja a la de un triángulo, con una base de gran tamaño que disminuye su espesor conforme se aumenta en la altura de la presa. La razón de este cambio de grosor es que la presión hidrostática que tiene que soportar la presa en su base es considerablemente mayor a la soportada en su parte superior.



Figura 2.1: Presa de Grande Dixence (Suiza).

- Presa de arco: posee una gran curvatura aguas arriba del embalse, lo que le proporciona su resistencia. Al contrario de las presas de gravedad, los esfuerzos son transmitidos hacia las laderas y no hacia el lecho del valle, por lo que se requiere que sean de roca dura y resistente. Requiere una menor cantidad de hormigón que una presa de gravedad.
- Presa de bóveda o de doble arco: al igual que en la presa de arco, la geometría de la estructura concede la resistencia al empuje del agua. La diferencia con la presa de arco reside en que posee curvatura tanto en el plano horizontal como vertical.



**Figura 2.2: Presa de Almendra (Salamanca).**

### *2.1.2.2 Según sus materiales*

Según los materiales [3] y la forma de disponerlos, las presas se pueden clasificar en:

- De hormigón: se suele utilizar en presas de gravedad y de arco. Son las más estables y duraderas, y su uso está más extendido en países desarrollados.
- De materiales sueltos: aplicado en exclusiva a las presas de gravedad, ya que la naturaleza de sus componentes impide transmitir los esfuerzos hacia las laderas. Los materiales utilizados son piedras, gravas, arenas limos y arcillas, siendo los dos primeros los más habituales. Al contener materiales permeables necesitan un elemento impermeabilizante, habitualmente arcilla o una pantalla de hormigón.

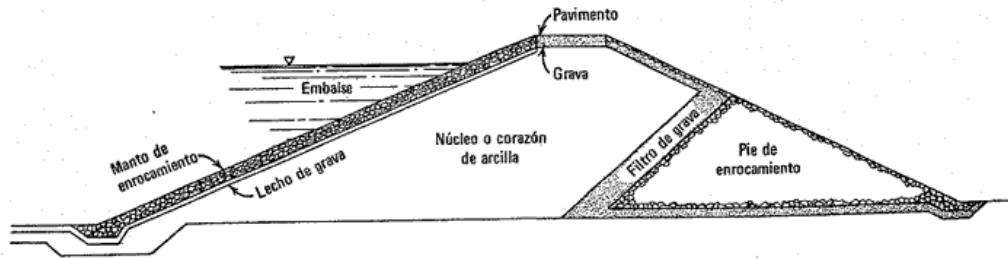


Figura 2.3: Sección transversal de una presa de materiales sueltos.

## 2.1.2.3 Según su aplicación

Dependiendo de la función de la presa [4], se pueden dividir en cuatro grandes categorías. La mayor parte de las presas solo tienen una aplicación principal, pero algunas pueden ser diseñadas para cubrir dos o más necesidades:

- Diques de retención: su función es la de retener sólidos, desde grandes rocas a pequeños materiales, en zonas en las que existan torrentes montañosos, permitiendo el paso del agua.
- Presas de control de avenidas: regulan el caudal de las avenidas torrenciales, para disminuir los posibles daños aguas abajo en caso de tormenta con precipitaciones abundantes.
- Presas de almacenamiento: el objetivo de estas presas es el de almacenar grandes cantidades de agua, para su posterior uso en generación eléctrica, irrigación, abastecimiento o navegación y uso recreativo.
- 

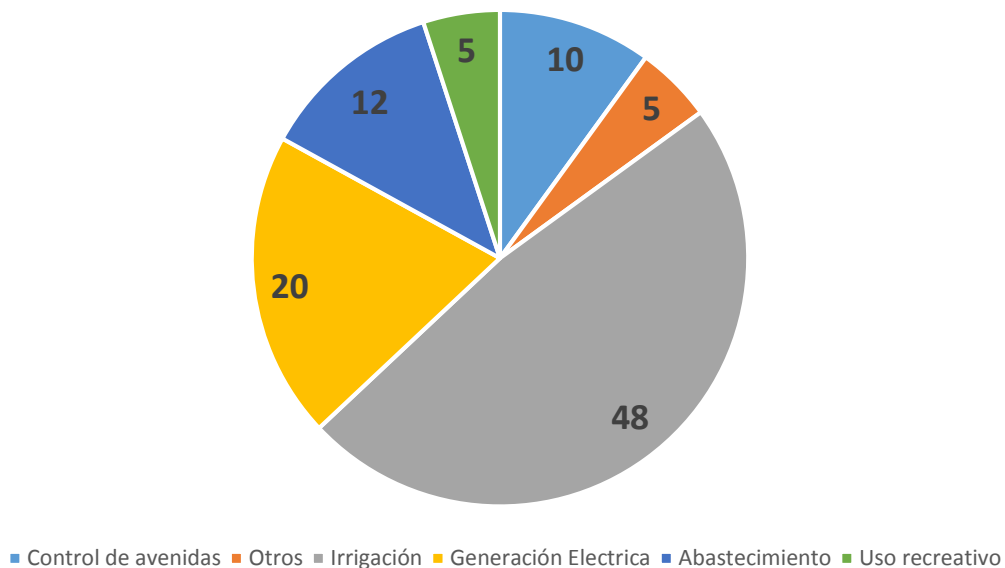


Figura 2.4: Distribución de presas según su función principal (en %).

### 2.2 PRESA DE KOYNA

La presa de Koyna se encuentra en el estado de Maharashtra, en la República de la India. Su construcción comenzó en 1956 y se dio por finalizada en 1964. Se trata de una de las presas más grande de la región, formando un lago de aproximadamente 50 Km de longitud. Su principal función es la de generar energía eléctrica, siendo la mayor central hidroeléctrica de la India. Posee una capacidad de producción de 1.920 MW, por lo que se la conoce como la línea de la vida de Maharashtra.



**Figura 2.5: Presa de Koyna.**

La presa tiene una altura de 103 metros y alcanza un espesor de 70 metros en su base, que disminuye progresivamente hasta los 14,8 metros en su cota máxima. Se trata de una presa de gravedad construida con hormigón, por lo que, como se ha explicado anteriormente, transmite los esfuerzos hacia el suelo y no hacia las paredes del valle. Éste es un aspecto importante en el que se prestará atención a la hora de realizar el modelo numérico.

El 11 de diciembre de 1967 tuvo lugar en las proximidades de la presa un terremoto de magnitud 6,5 en la escala Richter, en el que murieron 180 personas y más del 80% de las viviendas de la zona sufrieron daños. La presa también fue dañada, aunque afortunadamente la estructura resistió la acción sísmica y no cedió a la fuerza del agua, lo que hubiese tenido consecuencias catastróficas.

### 2.3 REPARACION DE GRANDES GRIETAS

La técnica utilizada para la reparación de una grieta depende en gran medida del tamaño de esta y del tipo de estructura a reparar. Si bien todas las grietas suelen repararse mediante la inyección de resina [5], una pequeña fisura puede ser sellada mediante una inyección a baja presión utilizando una resina poco viscosa mientras que esta técnica no será adecuada para una grieta de grandes dimensiones. Existen varias razones para

desaconsejar el uso de inyección a baja presión en grandes grietas, como la capacidad de la resina para rellenar la grieta por completo antes de secarse. Al tratarse de una grieta de elevada longitud, pudiendo llegar a tener varias decenas de metros, no se puede asegurar que la resina fluya con la velocidad necesaria para ocupar por completo la grieta. Además, pueden quedar zonas de aire ocluido y es necesario realizar una inyección vertical. Por último, en una estructura como la de una presa, puede ser necesario remover una cierta cantidad de barro o polvo, que mediante la inyección a baja presión no puede realizarse.

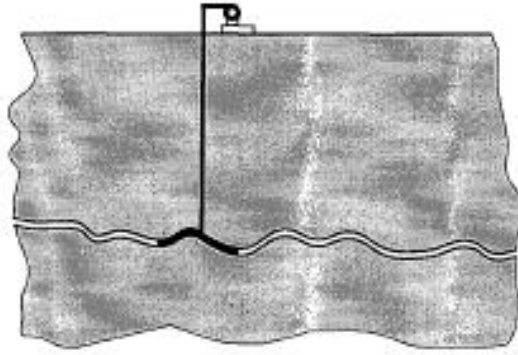
Teniendo en cuenta la geometría de las presas, es importante destacar que el peso propio de la estructura juega un papel importante a la hora de realizar la reparación. Es necesario rellenar una grieta aparentemente cerrada y sobre la que reposan toneladas de hormigón. Para ello, es necesario inyectar la resina a alta presión lo que, aunque provoca ciertas deformaciones locales, no supone ningún riesgo para el resto de la estructura.

A la hora de analizar el tipo de grieta existente en la estructura, pueden clasificarse en tres grupos:

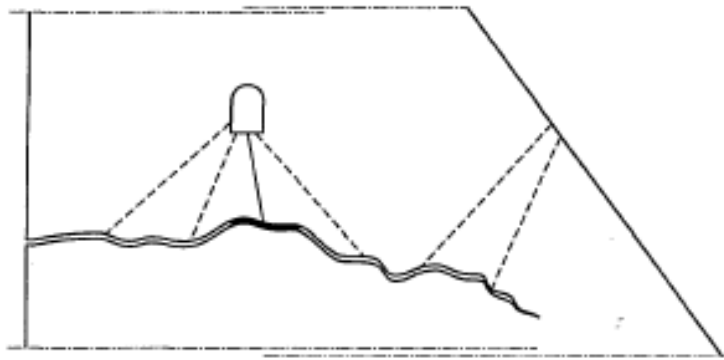
- Grietas activas: están generadas por cargas que actúan de manera permanente y provocan el crecimiento de la fisura en el momento del estudio. Un ejemplo son las causadas por expansión química o por otros tipos de deformaciones diferenciales.
- Grietas estables: las causas son similares a las de las grietas activas, con la salvedad de que la acción que provocaba el crecimiento ya no está presente, por lo que la grieta está abierta pero no crece.
- Grietas cerradas: este tipo de grietas se forma bajo acciones de corta duración y se cerraron bajo cargas permanentes, normalmente el peso propio. Son muy características las grietas horizontales generadas durante una acción sísmica.

Además, un problema añadido es que normalmente las grietas se encuentran sumergidas. Por ello, el uso de una resina fluida está desaconsejado, ya que, a menos que la corriente de agua sea cortada mediante otra técnica, la resina es arrastrada por el flujo de agua antes de realizar el sellado. La alternativa a este tipo de inyección es el uso de resina de alta viscosidad, tal que pueda ser considerada casi pastosa. La inyección solo se realiza para el total de la grieta, sino que se aplica a alta presión y secuencialmente en un gran número de puntos.

Existen dos técnicas que son utilizadas de forma mayoritaria, desde superficie (cuyo esquema se muestra en la Figura 2.6) o desde galería (representado en la Figura 2.7). Ambas consisten en la inyección a alta presión en regiones consideradas pequeñas en relación con el total de la presa. La primera consiste en realizar un talado desde una superficie exterior de la presa, desde la que se alcanza la fisura y se aplica la resina. Para la segunda técnica el proceso es similar, pero se accede desde una galería interna de la presa, galerías que son construidas con el propósito de facilitar la inspección y reparación de la estructura.



**Figura 2.6:** Esquema inyección de resina en una grieta desde superficie. Desde cada talado se sella una superficie de la fisura relativamente pequeña.



**Figura 2.7:** Esquema inyección de resina en una grieta desde galería. Desde cada galería se pueden sellar varios puntos cercanos durante inyecciones sucesivas.

La alta presión resuelve los problemas citados anteriormente, por lo que el contacto entre la roca y la resina es efectivo. El uso de alta presión permite también separar las caras de la fisura que a causa del peso propio se encuentran en contacto y que con el uso de baja presión no podrían ser accesibles para la resina.

Para poder caracterizar de manera correcta la inyección, es necesario conocer las propiedades de la resina, tales como su ecuación constitutiva y las leyes de flujo que gobiernan su movimiento en la grieta, además del comportamiento de la estructura ante el aumento de la presión.



## Capítulo 3

### Mecánica de la Fractura

### 3 MECÁNICA DE LA FRACTURA

#### 3.1 CONCEPTOS PREVIOS

La fractura [6] es un fenómeno asociado a la separación de un cuerpo sólido en una o más partes. Considerando la deformación localizada en el extremo de la grieta, se pueden diferenciar dos tipos de fracturas:

- Fractura dúctil: la fisura se propaga como resultado de una gran deformación plástica localizada en el extremo de la grieta. En la Figura 3.1 se observa además un proceso de estricción asociado a la deformación plástica.
- Fractura frágil: no existe una gran deformación plástica en el vértice de la fisura anterior a la propagación de la misma.

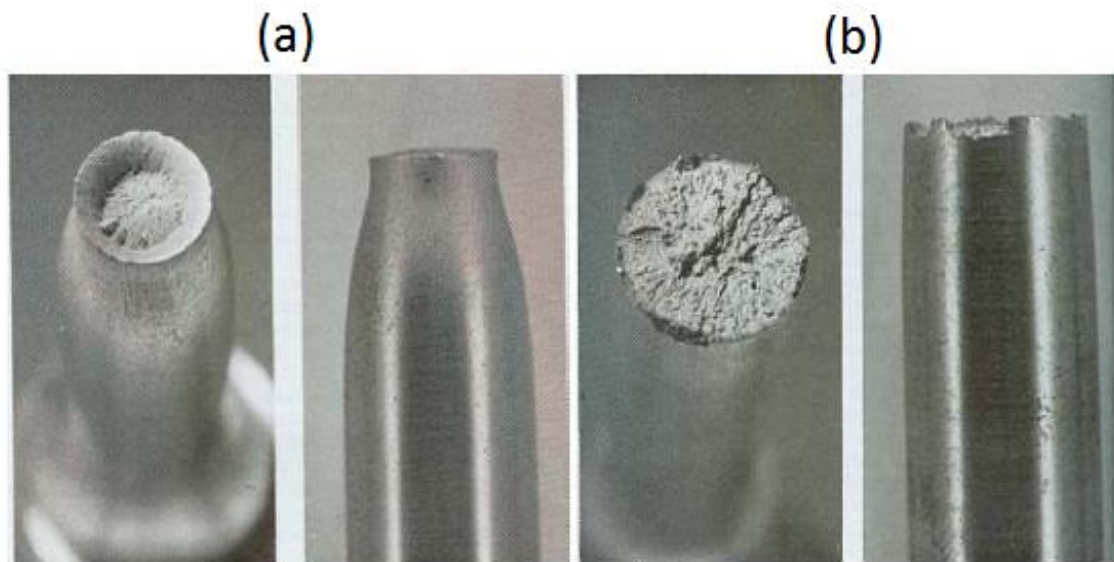


Figura 3.1: Fractura dúctil (a) vs. Fractura frágil (b).

Considerando el punto de vista ingenieril, es muy importante diferenciar si el proceso de fractura se produce de una manera lenta y estable o, si por el contrario, de forma rápida e inestable. Esta caracterización es de vital importancia a la hora de analizar la seguridad de una estructura, ya que una propagación inestable de una fisura implica que una vez comenzada la grieta, tal es su velocidad de crecimiento que el fallo es catastrófico. Para una propagación lenta, se puede seguir el desarrollo de la grieta y detectar con anterioridad a la fractura completa.

En la mayoría de los casos de fallos en estructuras por fractura rápida, fueron iniciados por tensiones nominales inferiores a las de diseño. Un buen ejemplo es la fractura del tanquero Schenectady, que en invierno de 1942-43 se partió por la mitad cuando

navegaba por un mar tranquilo. La fractura comenzó en la cubierta, justo delante del puente, y se propagó de forma transversal al buque. En el momento de la rotura, la tensión en la cubierta era de solo 7 kg/mm<sup>2</sup>, muy por debajo de las condiciones de diseño.



**Figura 3.2: Tanquero Schenactady.**

Atendiendo a un criterio simple, la fractura está asociada a la condición de que la fisura se propague. El objetivo de la mecánica de la fractura es cuantificar las condiciones de propagación, como combinación de tensión aplicada y longitud de grieta. Los tres parámetros fundamentales a analizar en la mecánica de la fractura son:

- Tensión aplicada sobre la estructura.
- Propiedades de resistencia a la fractura, que son características del material.
- El tamaño de los defectos presentes en la estructura, de geometría similar a la de una grieta.

Considerando estos parámetros, el fallo ocurrirá siempre que las condiciones impuestas de tensión-deformación sean mayores a la resistencia a fractura del material.

El primer estudio en este campo, que luego daría lugar a la mecánica de la fractura, fue el trabajo de Griffith e Irwin, quienes estudiaron los procesos de propagación de fisuras asociados a la fractura.

### 3.2 ANÁLISIS DE GRIFFITH

Durante la Primera Guerra Mundial, Alan Arnold Griffith estudió la propagación de grietas en materiales frágiles. Para su estudio eligió vidrio de sílice, un material muy frágil y que presenta una curva tensión – deformación lineal a temperatura ambiente. Al someterlo a un ensayo de tracción, se comprueba que su resistencia a la fractura en

presencia de fisuras es varios órdenes de magnitud inferior a su resistencia teórica. Con este análisis, Griffith razonó las causas del fenómeno y sentó las bases de la mecánica de la fractura.

En el estudio, se tienen dos probetas con forma laminar, delgadas y sometidas a una tensión de tracción ( $\sigma$ ). Una de las probetas presenta una fisura interna, de longitud ( $2a$ ) despreciable con respecto al ancho de la lámina. Ambas probetas son sometidas a la misma deformación longitudinal, y se registran sus evoluciones tensión-deformación. Para llegar al estado final, se necesitará menor tensión en la probeta fisurada.

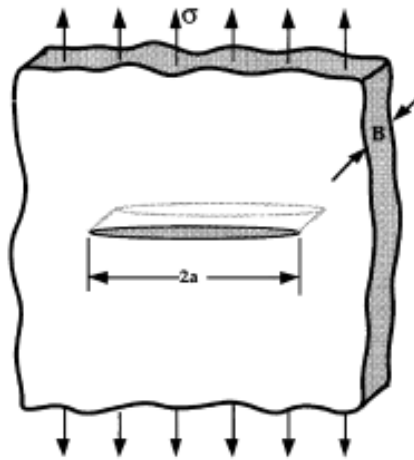


Figura 3.3: Esquema de probeta fisurada.

Atendiendo a la energía elástica almacenada en las probetas, se puede decir que se corresponde con el área encerrada bajo la curva tensión – deformación. Por lo tanto, la probeta con fisura tendrá una menor cantidad de energía elástica. Si observamos el paso de un estado sin fisuras a uno fisurado, no solo se tienen una disminución de la energía elástica, sino que existe un aumento de energía de superficie, ya que para propagar la fisura se tienen que crear nuevas superficies.

Las ecuaciones utilizadas por Griffith para el cálculo de estas energías son las siguientes:

- Energía elástica ( $U_0$ ) de un cuerpo idealmente elástico,

$$U_0 = \frac{\sigma^2}{2 \cdot E}$$

Donde  $\sigma$  corresponde a la tensión de tracción a la que está sometido y  $E$  representa el módulo de Young del material.

- Energía elástica de un cuerpo fisurado ( $U_e$ ), con tamaño de grieta  $2a$ , basado en los estudios de Inglis:

$$U_e = \frac{\pi \cdot a^2 \cdot \sigma^2}{E}$$

- Energía superficial de un cuerpo fisurado ( $U_s$ ), con tamaño de grieta  $2a$ , donde  $\gamma_s$  es la tensión superficial, obtenida de forma experimental:

$$U_s = 2 \cdot 2a \cdot \gamma_s$$

Con estas tres energías, podemos escribir la energía total ( $U_t$ ) del cuerpo fisurado, obteniendo:

$$U_t = U_0 - U_e + U_s$$

Haciendo uso del Primer Principio de la Termodinámica y dado que es un sistema cerrado, la energía del sistema ha de conservarse. Suponiendo un cuerpo ya fisurado, Griffith razonó que la condición para que se propague una grieta es que la velocidad a la que disminuye la energía elástica (o lo que es lo mismo, a la que se libera la energía de deformación) tiene que ser igual a la velocidad con la que es absorbida para formar nuevas superficies, que son las que generaran la grieta. Expresándolo en forma de ecuación y operando, se llega a obtener la tensión crítica ( $\sigma_c$ ) necesaria para la propagación en una fractura frágil.

$$\frac{d\left(\frac{\pi \cdot a^2 \cdot \sigma^2}{E}\right)}{da} \geq \frac{d(4 \cdot a \cdot \gamma_s)}{da}$$

$$\frac{2 \cdot \pi \cdot a \cdot \sigma^2}{E} \geq 4 \cdot \gamma_s$$

$$\sigma \geq \sqrt{\frac{2 \cdot E \cdot \gamma_s}{\pi \cdot a}} = \sigma_c$$

A la vista de este valor de tensión crítica, se puede decir que para toda tensión menor a la tensión crítica la velocidad de energía de deformación liberada durante el proceso de avance de la fisura sería menor a la necesaria para formar nuevas superficies, por lo que la grieta no puede propagarse.

La expresión anterior puede escribirse separando términos intrínsecos al material, como el módulo de Young y la tensión superficial, y términos relacionados con las condiciones de trabajo, quedando de la siguiente forma:

$$\sigma_c \cdot \sqrt{\pi \cdot a} = \sqrt{2 \cdot E \cdot \gamma_s}$$

Así, encontramos un valor que nos permite evaluar la propagación de la fractura en función de la longitud de la grieta y del nivel de tensión al que está expuesto. Este valor se conoce como factor de intensidad de tensiones (K). Además, obtenemos la tenacidad a la fractura ( $K_c$ ), que es el valor de factor de intensidad de tensiones crítico para el que se produce la propagación.

$$K_c = \sqrt{2 \cdot E \cdot \gamma_s}$$

Todo lo expuesto anteriormente es válido para una placa de espesor delgado que contiene una grieta de longitud despreciable con respecto a las dimensiones de la placa. Para una fisura de dimensiones considerables, u otro tipo de geometría, es necesario realizar algunas correcciones en el cálculo de las ecuaciones.

### 3.3 MODOS DE FRACTURA

Como se ha explicado con anterioridad, la caracterización de la fractura debe hacerse en el extremo de la grieta, atendiendo al modo de propagación de la misma. En términos generales, cualquier movimiento relativo entre superficies en los extremos de la grieta puede obtenerse como combinación de tres modos distintos: apertura (I), cizallamiento (II) y rasgado (III), todos ellos definidos por la norma UNE 7540:1998. Cualquier otro modo puede obtenerse como composición de los anteriores. Desde el punto de vista ingenieril, el Modo I es el modo de carga más importante.

- Modo I (apertura): se produce con estados de carga normales al plano de la fisura.
- Modo II (deslizamiento): existen esfuerzos tangenciales paralelos al plano de la grieta y los desplazamientos son perpendiculares a este.
- Modo III (cizalladura): actúan esfuerzos tangenciales paralelos al plano de la grieta y el desplazamiento es paralelo al borde principal de la fisura.

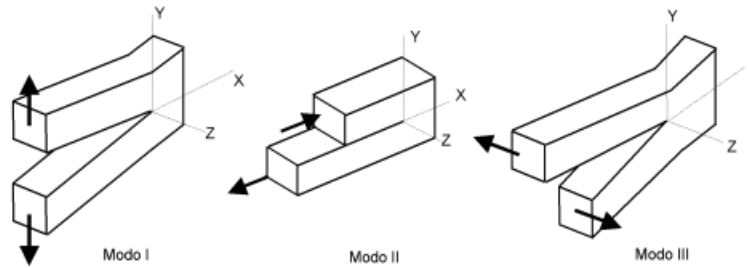


Figura 3.4: Modos de falla de una grieta.

### 3.4 MECÁNICA DE LA FRACTURA ELÁSTICA LINEAL

La Mecánica de la Fractura Elástica Lineal, LEFM por sus siglas en inglés (Lineal-Elastic Fracture Mechanics), estudia la fractura frágil en materiales donde la curva carga – deflexión muestra un comportamiento elástico lineal hasta alcanzar la zona de propagación inestable de la grieta. Algunas de las condiciones que provocan la fractura de este tipo son:

- Alta resistencia a fluencia
- Baja temperatura de trabajo
- Secciones gruesas
- Velocidades de carga muy altas

Operando bajo alguna de estas condiciones de trabajo, un material puede presentar una fractura frágil, sin deformación plástica visible previa a la propagación de la fisura.

La LEFM es también aplicable con procesos en los que existe una deformación plástica previos, pero es necesario establecer unos límites a la zona afectada por esta deformación, que debe ser muy pequeña con respecto a la longitud total de la fisura.

El objetivo de la Mecánica de la Fractura Elástica Lineal es encontrar un valor de tenacidad a la fractura ( $K_{IC}$ , en este caso para el Modo I de fractura) bajo la condición de deformación plana que inicie la propagación de la grieta previamente existente en el cuerpo. No debe ser necesariamente la que provoca una propagación inestable y, en la mayoría de los casos, catastrófica. En estados de carga cuasi – estáticos, la propagación inestable está normalmente precedida por una lenta y estable, en la que el incremento de la longitud de la fisura puede ser incluso superior a la longitud inicial de la misma.

La vida de un componente o estructura depende en gran medida de  $K_{IC}$ , ya que una vez el factor de intensidad de tensiones alcance dicho valor el material romperá. Pero también es importante la manera en la que se alcanza dicho valor, ya que una pieza fisurada pero un factor de concentración de tensiones puede tener una vida útil relativamente alta, ya que el tiempo que se tarda en alcanzar el tamaño de grieta crítico puede ser elevado, tanto en cargas cíclicas como cuasi-estáticas.

Para el caso de las cargas cíclicas, que producen una fractura por fatiga, Paul C. Paris propuso una teoría en la que la velocidad de propagación de la fisura (cambio en la longitud,  $a$ , en relación al número de ciclos,  $N$ ) era función del factor de intensidad del proceso. Además, también se caracterizan las zonas de propagación lenta y estable y las de crecimiento rápido e inestable.

$$\frac{da}{dN} = f(\Delta K)$$

En la figura 3.5 se muestra un ejemplo típico de comportamiento obtenido con la Ley de Paris. Hasta alcanzar el valor umbral ( $\Delta K_{th}$ ) estamos en la zona I y la grieta no se propaga. Una vez pasado ese valor, entramos en la zona II, donde existe una relación lineal entre la velocidad de propagación y el factor de intensidad de tensiones. Al superar la tenacidad a fractura ( $K_C$ ) estamos en la zona III, de propagación inestable de la grieta.

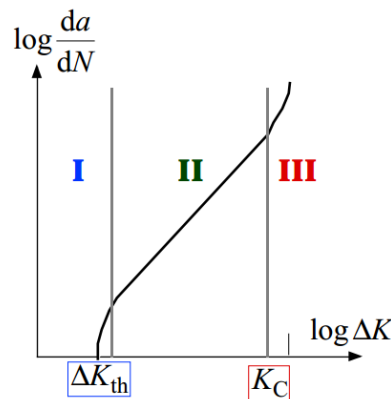


Figura 3.5: Ejemplo de gráfico de Ley de Paris.



## Capítulo 4

### Modelo Numérico

## 4 MODELO NUMÉRICO

### 4.1 MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

El método de los elementos finitos (MEF) es un método numérico cuyo uso se ha extendido debido a las mejoras que han sufrido los microprocesadores, que permiten una mayor capacidad de trabajo.

El MEF consiste en discretizar un medio continuo, como una estructura, en un número finito de elementos que se encuentran conectados mediante nodos. Estableciendo las oportunas condiciones de equilibrio y de compatibilidad y haciendo uso de la ecuación constitutiva del material, se puede resolver el sistema de una forma adecuada. Si bien con el MEF no obtenemos una solución exacta, a través de una correcta calibración del modelo es posible obtener unos resultados muy ajustados a la realidad, por lo que este método numérico aporta grandes beneficios al campo de la ingeniería.

El programa usado para el presente trabajo se trata de Abaqus/Standard. Se trata de una herramienta comercializada por Simulia, perteneciente al grupo Dassault Systèmes S.A. (comúnmente abreviado como 3DS), de origen Francés. Posee un gran potencial para su uso tanto profesional como académico, ya que permite trabajar tanto de forma implícita como explícita, además de poder importar modelos geométricos desde otras herramientas diseñadas específicamente para ello.

### 4.2 MODELO CONSTITUTIVO

#### 4.2.1 Concrete Damage Plasticity

El modelo constitutivo para el hormigón utilizado durante las simulaciones de cálculo de daño se trata del *Concrete Damage Plasticity* [7]. A través de este modelo se incluirán las propiedades del hormigón necesarias para el análisis.

#### 4.2.2 Comportamiento mecánico

Se trata de un modelo continuo de daño, basado en la plasticidad del material. Se asumen dos posibles tipos de mecanismos de fallo, uno causado por la compresión y otro por la tracción. La evolución de la superficie de rotura se evalúa mediante dos variables de endurecimiento,  $\bar{\epsilon}_t^{pl}$  y  $\bar{\epsilon}_c^{pl}$ , que corresponden a la deformación plástica equivalente de tracción y de compresión respectivamente.

Bajo estados de tensión uniaxial, el hormigón sigue unas curvas de tensión – deformación como los que se muestran en la Figura 4.1 (para tracción) y la Figura 4.2 (para compresión). Los parámetros  $d_t$  y  $d_c$  representan el daño plástico provocado por tracción y por compresión.

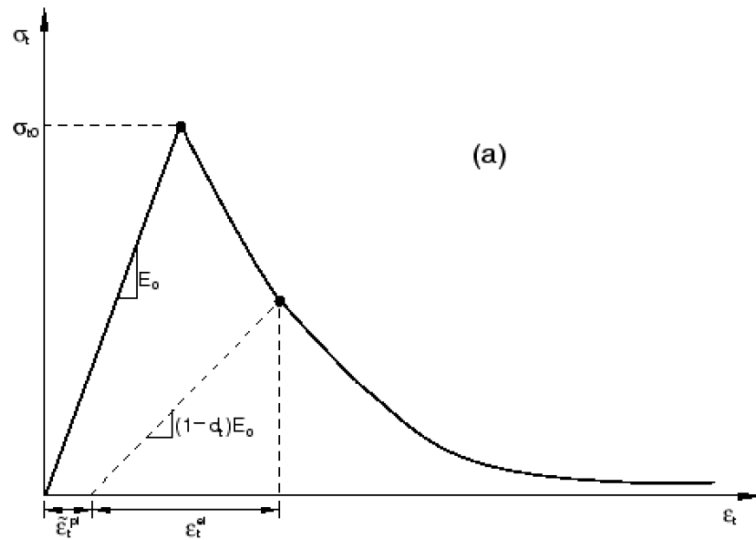


Figura 4.1: Curva tensión – deformación para un estado de carga de tracción uniaxial.

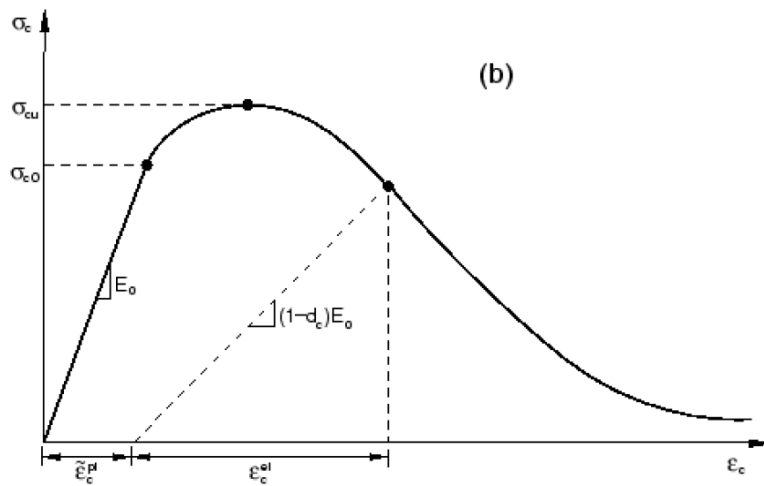


Figura 4.2: Curva tensión – deformación para un estado de carga de compresión uniaxial.

Las dos figuras anteriores representan de manera simplificada las principales características de la respuesta del hormigón. Para una carga de tracción se establece una relación elástica lineal hasta la tensión de rotura, donde se forman microgrietas en el material y que se revelan de manera macroscópica con una disminución de la resistencia del hormigón, con una deformación localizada en la proximidad de las grietas. Para el estado de compresión, también se sigue un comportamiento elástico

lineal hasta un primer valor de tensión, en el que se produce un endurecimiento progresivo por deformación plástica. Una vez alcanzada la tensión última, se observa un ablandamiento al igual que ocurría para la tracción.

En cuanto al daño plástico, se puede asumir que es una función de la deformación plástica equivalente ( $\tilde{\varepsilon}^{pl}$ ), la temperatura ( $\theta$ ) y otras variables impuestas por el programa ( $f_i$ ). Puede adquirir valores entre 0 y 1, donde 0 representa el material intacto y 1 el material completamente dañado.

$$d_t = f(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta, f_i); 0 \leq d_t \leq 1$$

$$d_c = f(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta, f_i); 0 \leq d_c \leq 1$$

De esta manera, también se puede encontrar una expresión para la tensión en función del daño plástico y la deformación plástica equivalente, y el módulo de Young del material sin dañar ( $E_0$ ).

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl})$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl})$$

La teoría anterior es válida para el cálculo del daño en la presa. Sin embargo, para poder aplicar la mecánica de la fractura elástico – lineal se debe recurrir a un modelo que no tenga en cuenta la plasticidad del material y analice únicamente el comportamiento elástico del mismo. A continuación, se muestran las características básicas del material en la Tabla 4.1, como con el módulo de Young ( $E$ ), el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y la densidad ( $\rho$ ).

| Módulo de Young (GPa) | Coeficiente de Poisson | Densidad (kg/m <sup>3</sup> ) |
|-----------------------|------------------------|-------------------------------|
| 31,027                | 0,2                    | 2643                          |

Tabla 4.1: Propiedades básicas del hormigón.

El último aspecto importante en cuanto al comportamiento mecánico del hormigón es considerar o no la linealidad geométrica. Al tratarse de un estudio de daño y, por lo tanto, en rango plástico, las deformaciones locales son importantes con respecto al total de la estructura. Por ello, a lo largo de todo el estudio se tendrán los efectos no lineales de la geometría, tanto para el análisis del daño como para el cálculo del factor de intensidad de tensiones con el modelo elástico – lineal.

### 4.3 GEOMETRÍA

La geometría de la presa se Koyna se representa en la Figura 4.3. Teniendo en cuenta que se trata de una estructura de grandes dimensiones y, al ser una presa de gravedad transmite los esfuerzos al sustrato y no a las laderas del valle, se puede modelar como un elemento de dos dimensiones, ya que el efecto del borde es despreciable. Además, se asume un espesor de la geometría de un metro.

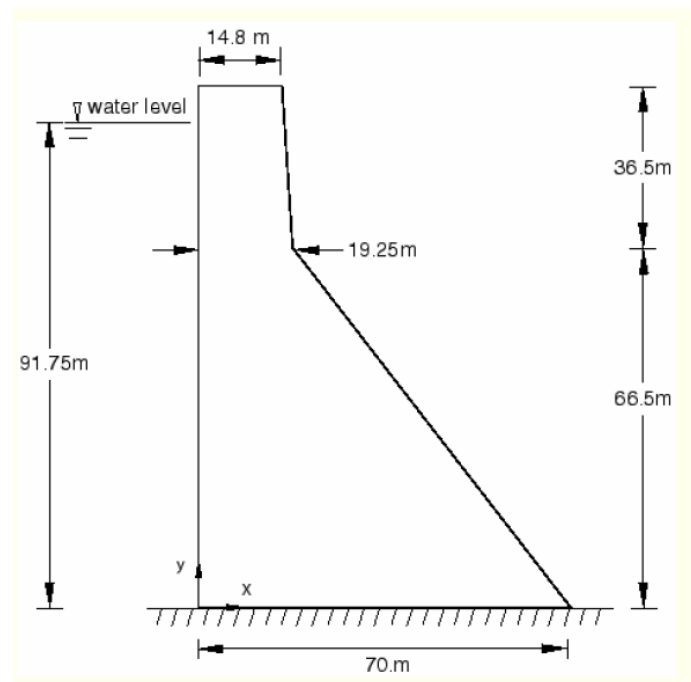


Figura 4.3: Geometría de la Presa de Koyna con cota del embalse.

A la hora de implementar dicha geometría en Abaqus, se ha dividido la estructura en dos para poder simular las grietas de una forma eficiente. Para ello, se parte la sección con una línea horizontal y se crea cada parte por separado, coincidiendo la altura de esta línea con la de la grieta. Tras esto, es necesario relacionar ambas partes, de manera que su comportamiento se corresponda con el de un único sólido que contiene una grieta.

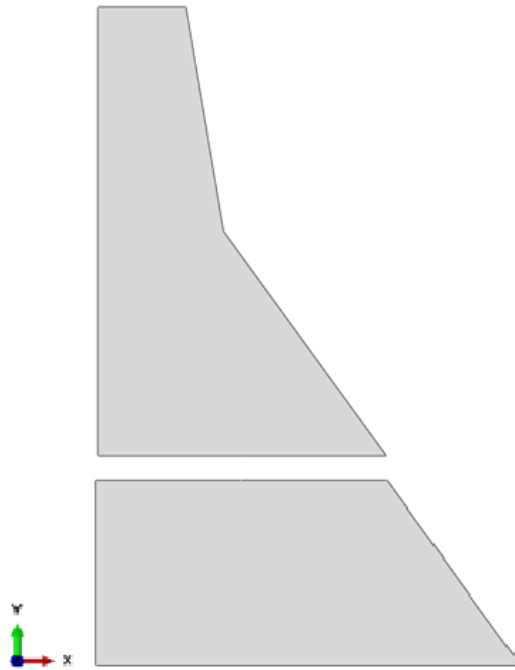


Figura 4.4: Detalle de la partición de la geometría.

#### 4.4 CONTACTOS

Como se ha comentado anteriormente, es necesario definir los contactos entre las dos partes. En nuestro caso, existen dos tipos de contactos, uno en el que simulamos la continuidad mecánica del material y otro en el que imponemos la condición de la grieta, lo que supone que no existe continuidad además de imposibilitar la interpenetración de las caras. A continuación se explicara cada uno de los contactos.

- Contacto tipo TIE: es un tipo de restricción que garantiza la continuidad en todos los aspectos entre las dos superficies. Por ello, dos cuerpos relacionados con un contacto TIE se comportarán como un único sólido rígido. Este contacto se aplicará a la zona en la que no existe grieta, como se muestra en la Figura 4.5, con el contacto resaltado en rojo.

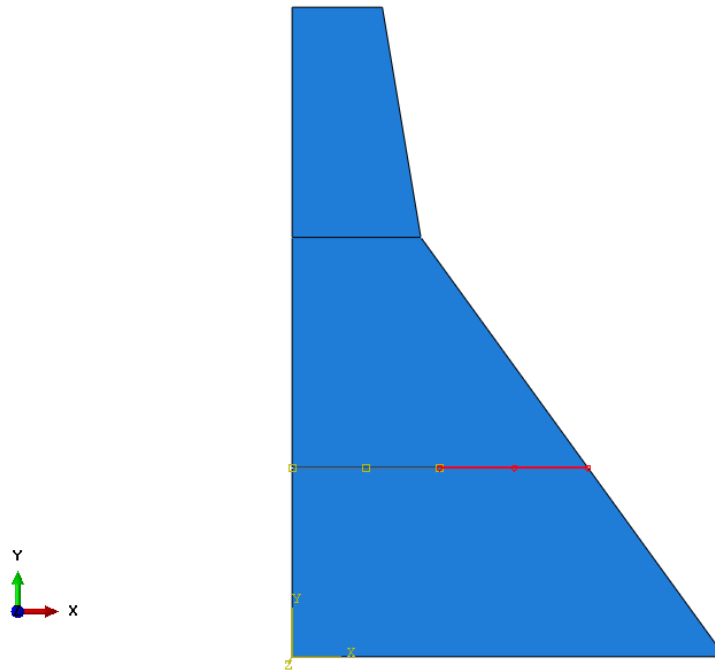


Figura 4.5: Detalle de la zona con contacto TIE.

- Contacto mecánico normal: en este caso, las dos superficies no están unidas, pero sí en contacto. Se impone un contacto tipo fuerte de superficie a superficie. Esto significa que ambas superficies pueden separarse y juntarse, pero cada una tendrá un comportamiento individual, por lo que en caso de intento de interpenetración ambas caras sufrirán tensiones asociadas a la deformación.

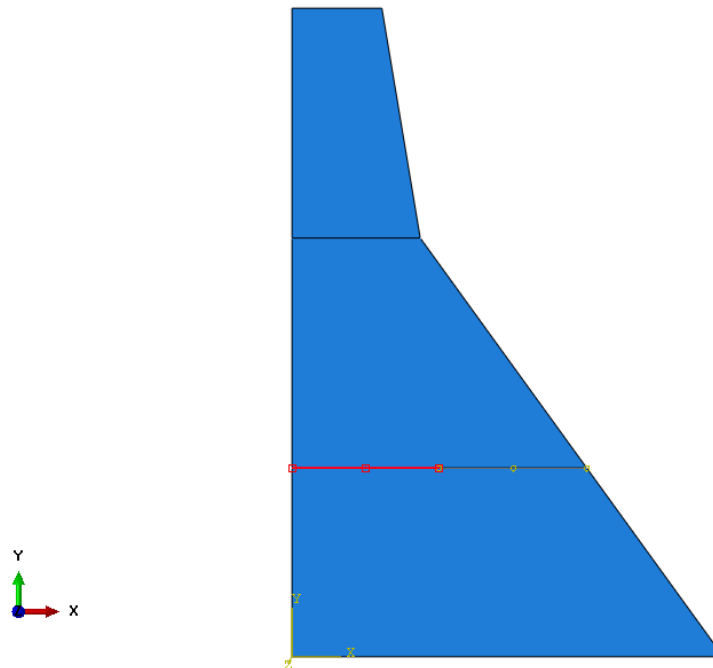


Figura 4.6: Detalle de la zona con contacto mecánico normal.

## 4.5 ESTADOS DE CARGA Y COACCIONES EXTERNAS

### 4.5.1 Apoyos

La estructura de la presa se encuentra unida al fondo del valle, por lo que se impondrá la condición de empotramiento en la base. Esto significa que tiene restringidos todos los movimientos y todas las rotaciones.

Esta condición se encontrara activa durante toda la simulación, a excepción de la acción sísmica, ya que durante la misma se impondrá una aceleración en la base, como se explica posteriormente.

### 4.5.2 Peso propio

El peso propio se introduce en el primer *step* y se propaga durante todo el análisis. Se aplica la aceleración de la gravedad ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) al modelo, y se verifica que las reacciones verticales ( $R_v$ ) en el empotramiento sea igual al peso teórico ( $F_p$ ) del volumen de hormigón. Hay que tener en cuenta que el espesor asignado es de un metro.

$$F_p = \Omega \cdot e \cdot \rho \cdot g = 92,956 \text{ MN}$$

$$\frac{F_p}{R_v} = \frac{92.959 \text{ MN}}{93.051 \text{ MN}} \cdot 100 = 99,901$$

Como se puede observar, la diferencia entre el peso teórico y las reacciones verticales es inferior al 0,10%. Con dicha diferencia, podemos asegurar que el peso propio se está calculando de una manera correcta.

Al tratarse de un análisis estático implícito, la duración del mismo no es importante. Por ello, se asigna un tiempo de  $10^{-10}$  segundos a este *step*.

### 4.5.3 Presión hidrostática

La presión hidrostática modela en el segundo *step* y se propaga durante la acción sísmica. Se aplica una carga distribuida de tipo hidrostática, como se muestra en la Figura 4.7. Al igual que con el peso propio, se comprueba que las reacciones horizontales en los apoyos ( $R_h$ ) correspondan a la fuerza resultante de la presión contra la pared interior de la presa ( $F_h$ ). Para ello, se puede calcular como la resultante de una carga triangular cuya base corresponde a la presión máxima que ejercida por el agua ( $P_{base}$ ) y la altura igual a la cota en la que se encuentra la superficie libre ( $h_{agua}$ ). La Figura 4.8 es un esquema de dicha carga.



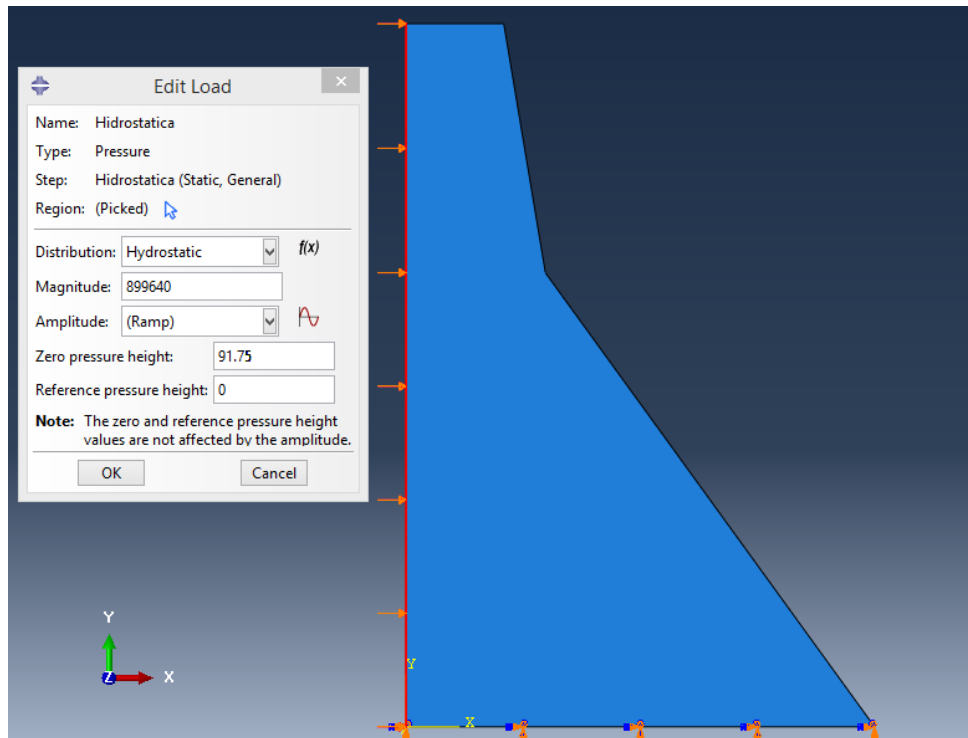


Figura 4.7: Aplicación de presión hidrostática.

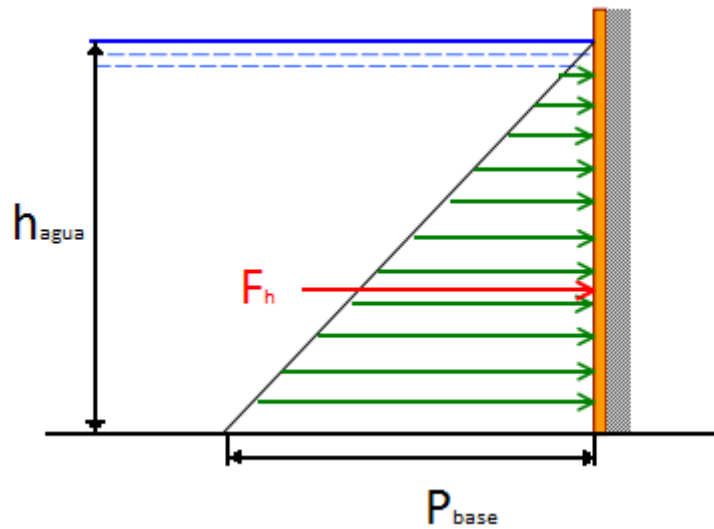


Figura 4.8: Esquema fuerza resultante por presión hidrostática.

$$F_h = P_{base} \cdot h_{agua} = 41.293 \text{ MN}$$

$$\frac{F_h}{R_h} = \frac{41.293 \text{ MN}}{41.297 \text{ MN}} \cdot 100 = 99,990$$

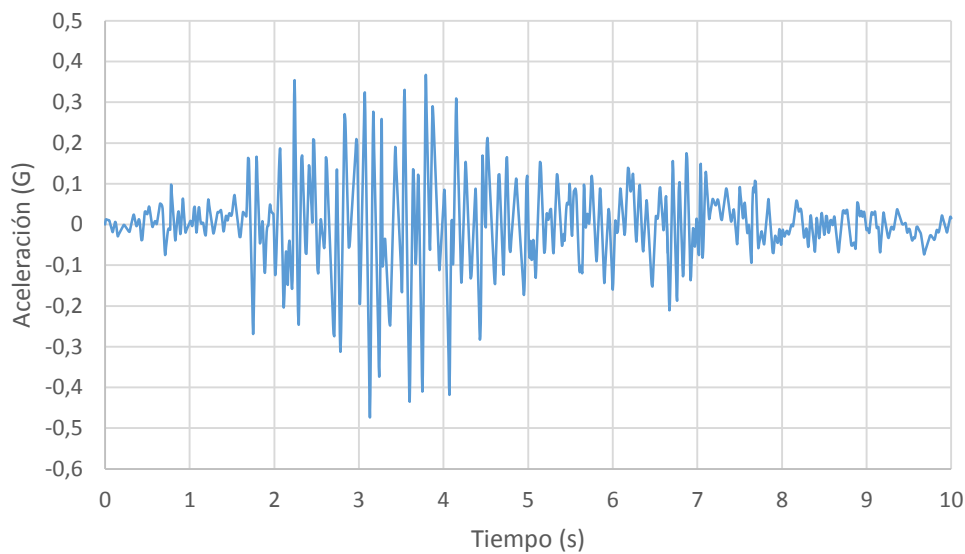
En este caso, la diferencia es de tan solo el 0,01%, por lo que también se puede suponer una correcta implementación de la presión hidrostática.

Al igual que en el peso propio, se trata de un análisis estático implícito con una duración igual a  $10^{-10}$  segundos.

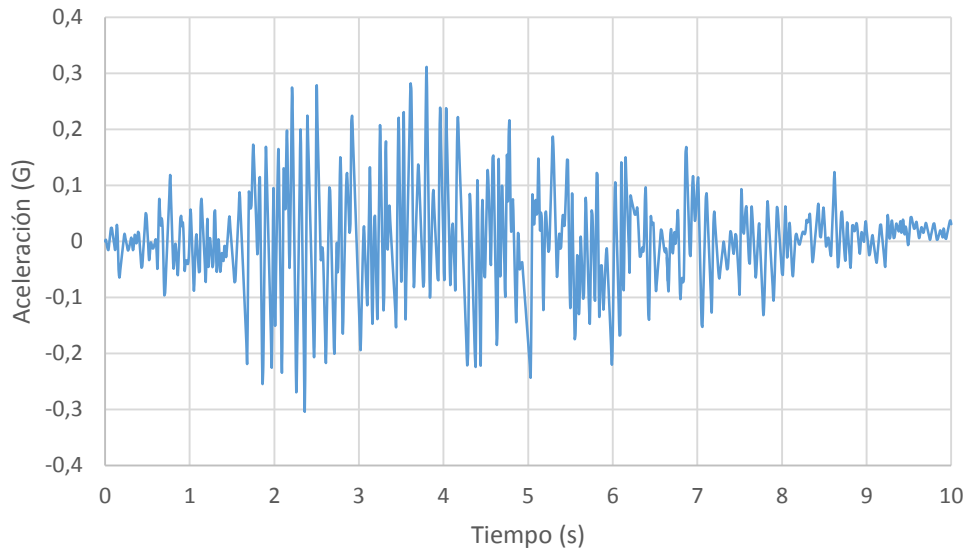
### 4.5.4 Acción sísmica

En el último *step* se incluirá la acción sísmica, durante el cual se realiza un análisis dinámico implícito. Para ello, es necesario eliminar los apoyos de la base, ya que si los nodos están empotrados no es posible imponerles ningún tipo de movimiento. A su vez, se debe simular el terremoto mediante dos acelerogramas aplicados en la base, uno para la aceleración vertical y otro para la horizontal.

La duración de este *step* es de 10 segundos, que se corresponde con la duración real del terremoto sobre el que se realiza el estudio. La Figura 4.9 muestra el acelerograma horizontal, mientras que la Figura 4.10 representa el vertical. La aceleración se expresa en G, es decir, se encuentra normalizada con respecto a la aceleración de la gravedad ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ).



**Figura 4.9: Acelerograma horizontal.**



**Figura 4.10: Acelerograma vertical.**

#### 4.6 DISCRETIZACIÓN

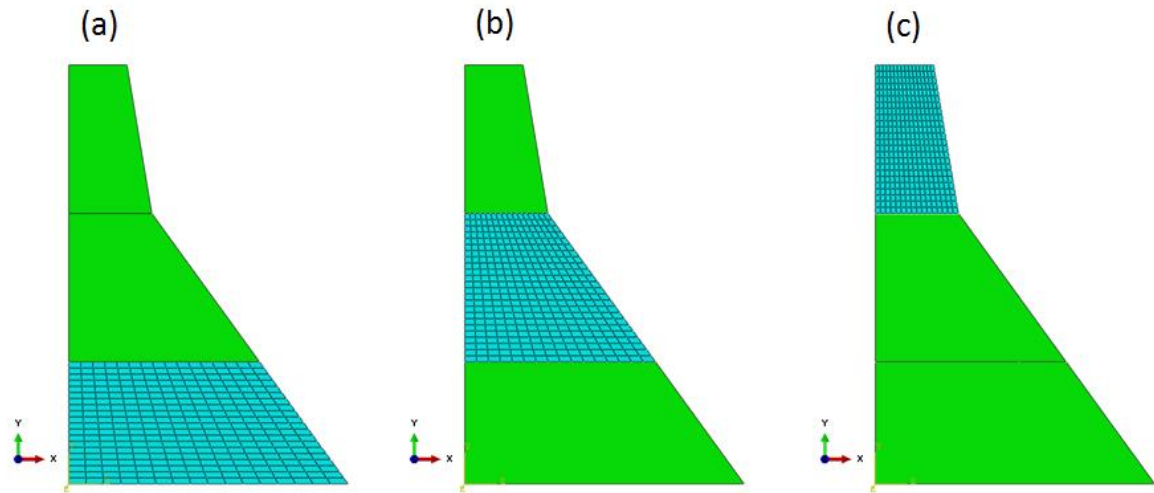
Uno de los factores críticos a la hora de trabajar con el método de los elementos finitos es la discretización del dominio y la cantidad de elementos considerados, así como el tamaño de estos. También es importante el tipo de elementos utilizados, ya que estos deben adaptarse bien a la geometría analizada.

A la hora de discretizar el dominio, es importante llegar a un acuerdo entre exactitud en los resultados y tiempo de cálculo computacional. Una malla muy refinada conseguirá unos resultados muy precisos en un tiempo demasiado largo. Una malla gruesa tiene como consecuencia resultados casi inmediatos pero siendo estos muy poco aproximados a la realidad.

Los elementos elegidos son del tipo CPE4R, que es utilizado en estados de deformación plana. Estas siglas son utilizadas para definir un elemento finito de 4 nodos bilineal con integración reducida. Con el tipo CPE4R, al tener forma cuadrangular, es posible realizar un mallado de forma estructurada, que teniendo en cuenta la geometría de nuestra estructura es lo más correcto.

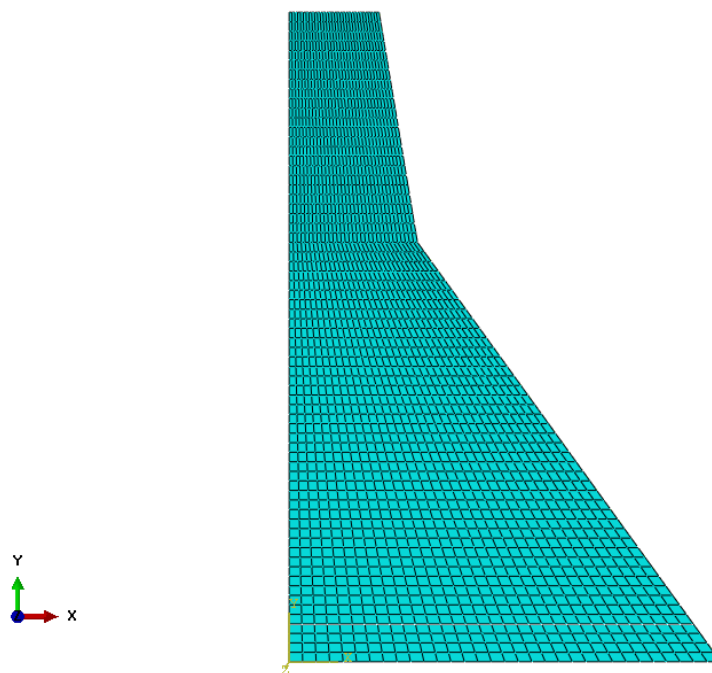
Separaremos en tres zonas la geometría para realizar el mallado de la forma más adecuada. La primera, la parte creada por debajo de la grieta; la segunda, desde la grieta al cambio de pendiente en la pared exterior de la presa; y la última, desde el cambio de pendiente hasta la parte más alta de la presa. Se hace esta división para poder obtener elementos en los que los lados horizontales queden paralelos y no se distorsione la malla. Además, hay que prestar especial cuidado en las fronteras entre ambas zonas e intentar conseguir una continuidad asegurando que los nodos de ambas partes se encuentran superpuestos. En la Figura 4.11 se aprecia cada una de las partes malladas

por separado. El tamaño de la zona (c) se mantienen constante para todas las alturas de grieta, mientras que las zonas (a) y (b) variarán su extensión en función de la colocación de la fisura.



**Figura 4.11: Detalle de las distintas zonas de mallado.**

Una vez cumplidas todas las condiciones expuestas anteriormente, se procede al mallado de la estructura completa, que puede observarse en la Figura 4.12, con una composición final de 2310 nodos y 2176 elementos del tipo CPE4R



**Figura 4.12: Malla final.**

#### 4.7 VALIDACIÓN

Si bien en apartados anteriores se ha realizado una comprobación de las reacciones obtenidas para las cargas de peso propio e hidráulicas, dichos cálculos solo garantizan que la carga aplicada al final del *step* es la correcta. Por ello es necesario aplicar otros criterios al modelo que certifiquen que funciona de manera correcta.

Una forma adecuada de calibrar los *steps* de peso propio y de carga hidráulica es realizar un estudio energético. Al suponerse ambas cargas cuasi – estáticas, la energía cinética debe ser nula, o al menos muy inferior, a la energía interna del sistema. En la Figura 4.13 y en la Figura 4.14 se muestran ambas energías para los dos *steps*, en donde se puede observar que la energía cinética del sistema es igual a cero. Se encuentra representado con respecto al tiempo relativo, es decir, cero corresponde al inicio y uno al final del *step*.

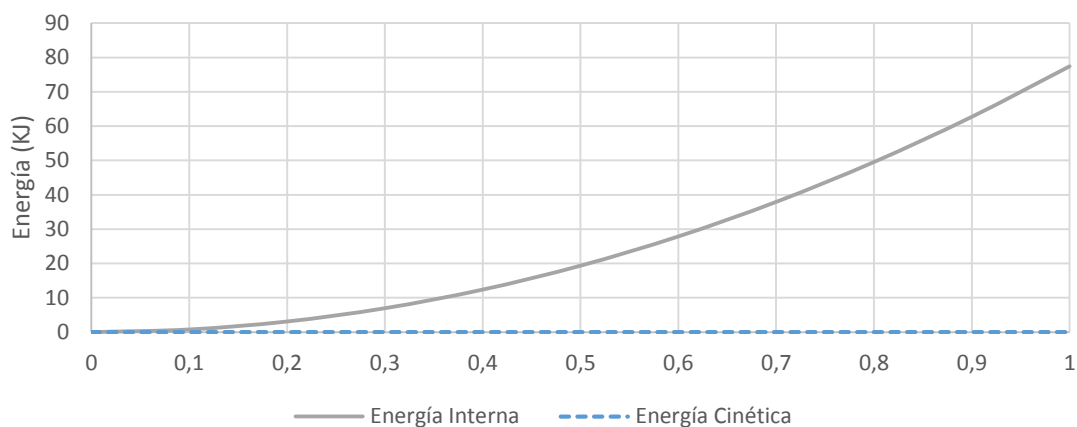


Figura 4.13: Energías *step* peso propio.

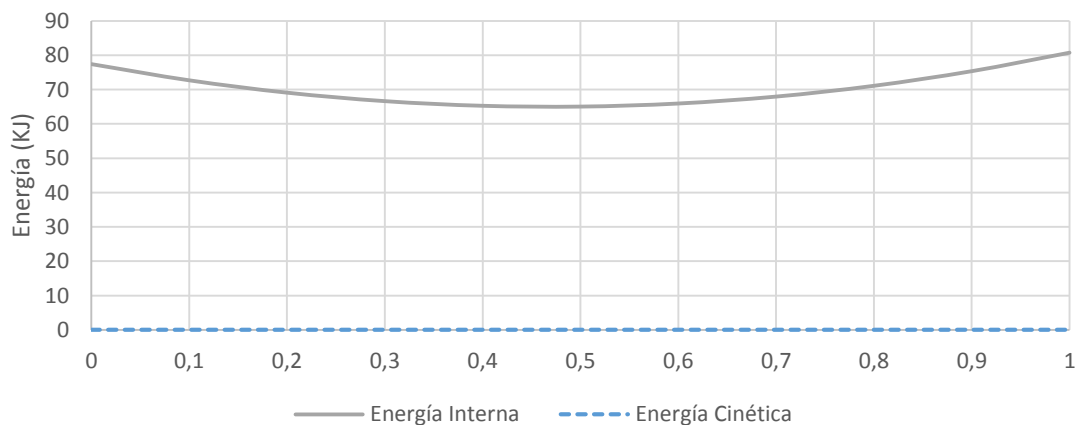
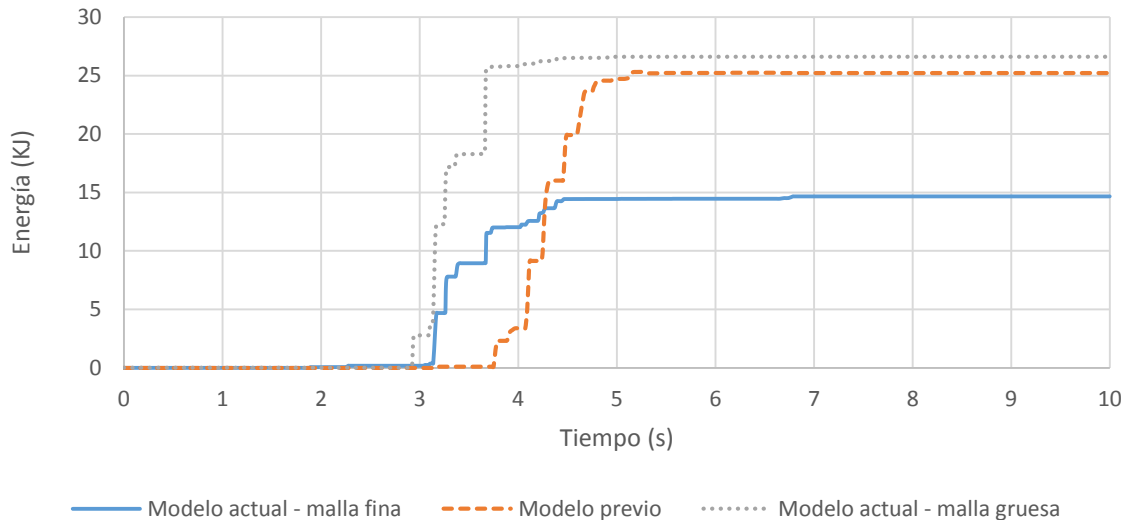


Figura 4.14: Energías *step* presión hidrostática.

Otro punto importante a la hora de calibrar el modelo es compararlo con estudios previos que ya han sido validados. En este caso, el modelo seleccionado se encuentra en el manual de Abaqus, y se trata del *Seismic analysis of a concrete gravity dam*. En él, se estudia la presa de Koyna bajo la misma acción sísmica analizada en este modelo.

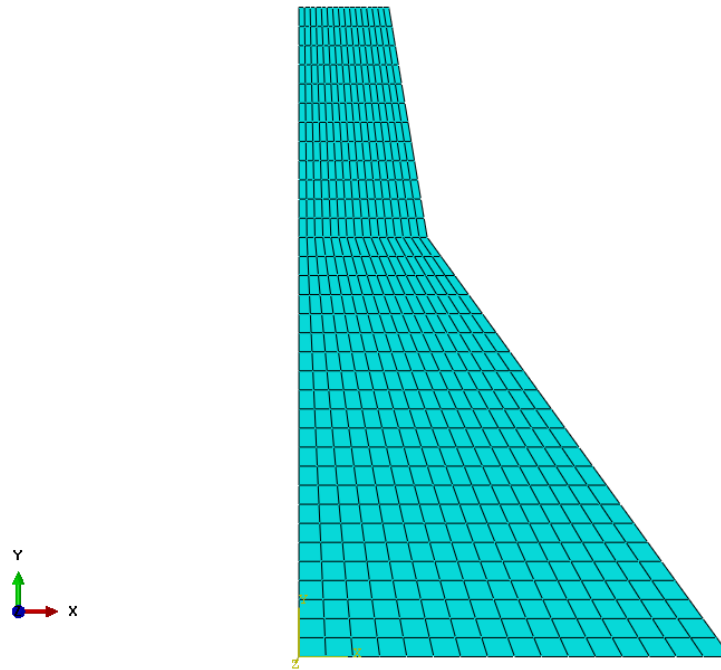
Existe una diferencia entre los dos modelos, y es que en este no se ha tenido en cuenta el efecto hidrodinámico. A la vista de las explicaciones posteriores, se puede ver que las diferencias entre ambos modelos son mínimas, ya que la aportación de las fuerzas hidrodinámicas es muy pequeña en comparación con la carga hidrostática, el peso propio y la acción sísmica.

En primer lugar, se estudiará la energía de daño disipada durante el terremoto. Además de prestar atención en el propio valor de la energía, es importante apreciar el momento en el que la energía varía, ya que esta variación tiene como consecuencia la aparición de zonas dañadas.



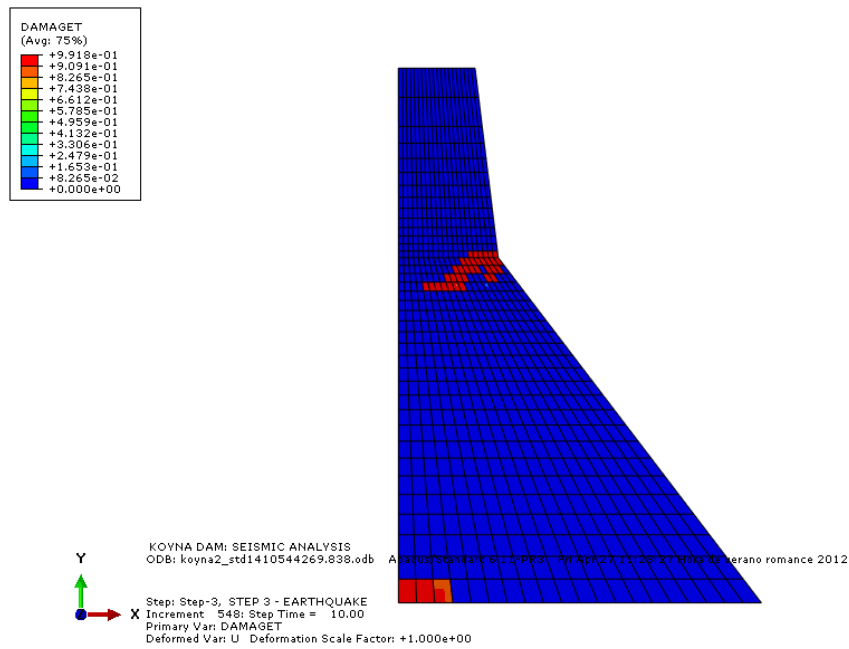
**Figura 4.15: Comparación energías de daño.**

La malla más gruesa puede observarse en la Figura 4.16. Tiene un total de 595 nodos y 544 elementos, lo que supone cuatro veces menos que la malla que se ha utilizado durante el estudio.

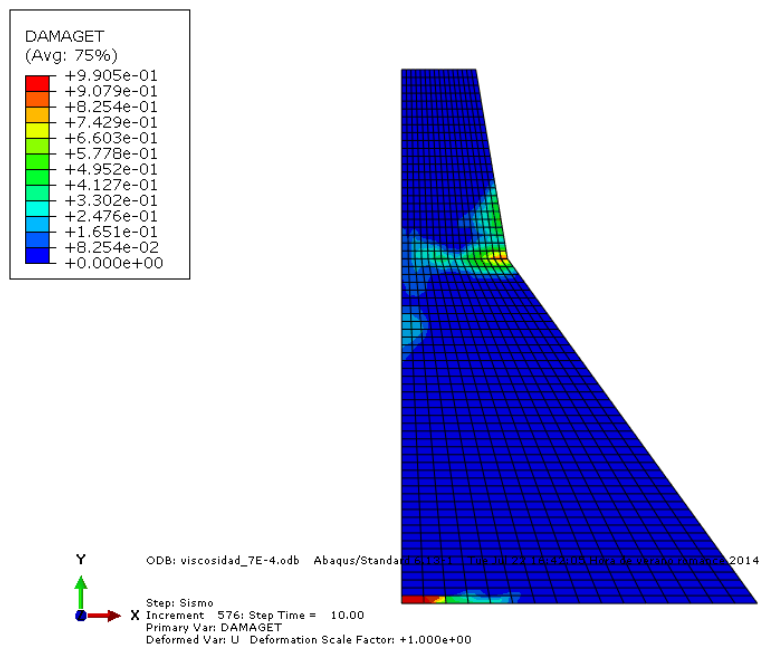


**Figura 4.16: Detalle de la malla gruesa.**

Se puede apreciar una diferencia significativa entre los resultados del modelo previo y el modelo actual utilizando una malla refinada. No obstante, al usar una malla más gruesa se observa una mayor similitud. La explicación a dicho fenómeno no radica en el número de elementos, sino en el tamaño de estos, si bien es cierto que a mayor número de elementos su tamaño será menor. Esta energía disipada está relacionada con si el elemento está o no dañado, por lo que la extensión de la zona dañada y la energía son directamente proporcionales. La Figura 4.17 muestra el daño sufrido en el modelo previo y la Figura 4.18 el del modelo estudiado, estado incluido en ambos la malla utilizada. Se pueden observar dos zonas dañadas, una en la base de la presa y otra en la pared exterior, en la zona del cambio de inclinación.



**Figura 4.17: Daño final para el modelo previo.**



**Figura 4.18: Daño final para el modelo actual.**

A la vista de las figuras anteriores, se puede apreciar que las zonas dañadas son las mismas, estando situadas en la base de la presa y en el cambio de pendiente de la pared exterior. Aun así, el daño en cada una es distinta. Fijándose en la base, el modelo previo presenta zona dañada de gran altura, mientras que en el modelo actual es mucho más baja. Además, la extensión horizontal coincide para los elementos completamente



dañados, pero en el modelo actual existe también una parte con daños intermedios. Algo similar ocurre para la otra zona, ya que la extensión es algo mayor para el modelo previo, pero en este no existe ningún elemento completamente dañado. Es por ello que la energía de daño para el modelo actual es menor, ya que unos elementos más pequeños permiten refinar los resultados en cuanto a que zona está completamente dañada o solo se encuentra afectada parcialmente.

En cuanto a las zonas dañadas, existe una relación entre su localización y la geometría de la estructura. Como se ha comentado, hay dos zonas principales de daño, una en la base y otra en el cambio de inclinación. La primera zona se explica porque se trata del lugar de unión entre la estructura y el suelo, que se ha considerado como un empotramiento, es decir, que restringe cualquier tipo de movimiento o de rotación. La segunda zona de daño está causada por el propio cambio de inclinación. Tener una superficie con dos pendientes distintas implica que dicha superficie tenga un pico o una esquina, ya sea de mayor o menos amplitud en función de la diferencia entre pendientes. El punto en el que se produce el cambio se convierte en un punto de concentración de tensiones, como pasa en un cambio de sección en un eje o alrededor de una unión roscada. Es por ello que este tipo de discontinuidades presentan con mayor asiduidad las zonas de fallo preferentes

Para observarlo expuesto anteriormente con más detalle, se incluyen las siguientes figuras, en las que se muestran las zonas dañadas en la estructura para distintos tiempo, habiendo sido escogidos los más significativos en la propagación del daño, tanto para el ejemplo de Abaqus como para el modelo estudiado en este trabajo. Se puede ver que para el ejemplo los daños se producen posteriormente, pero ambos modelos coinciden en las zonas dañadas y en que se produce una estabilización a partir de los 5 segundos.

# ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN

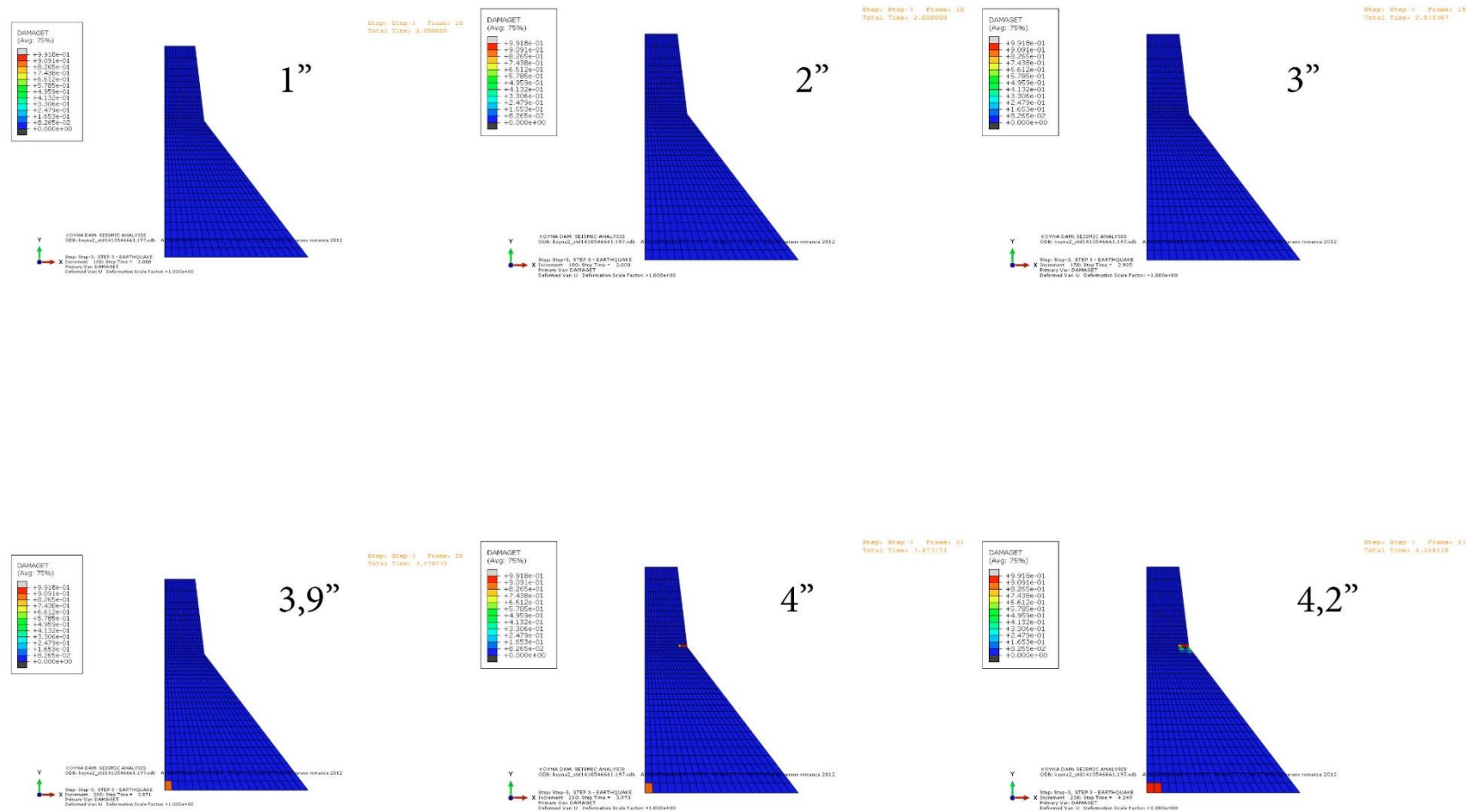


Figura 4.19: Propagación del daño para el ejemplo de Abaqus hasta 4,2 segundos.

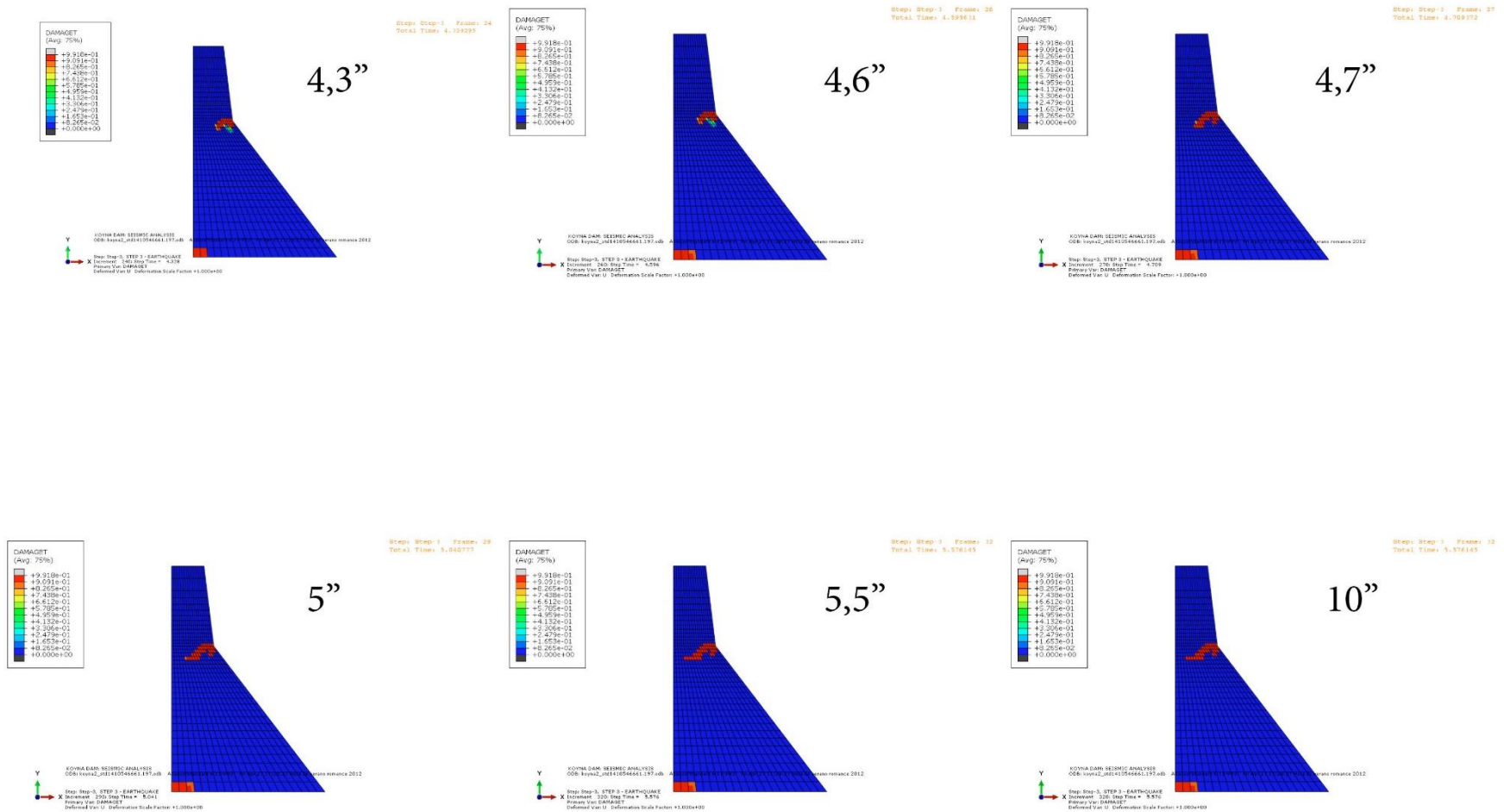


Figura 4.20: Propagación del daño para el ejemplo de Abaqus desde 4,3 segundos.

## ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN

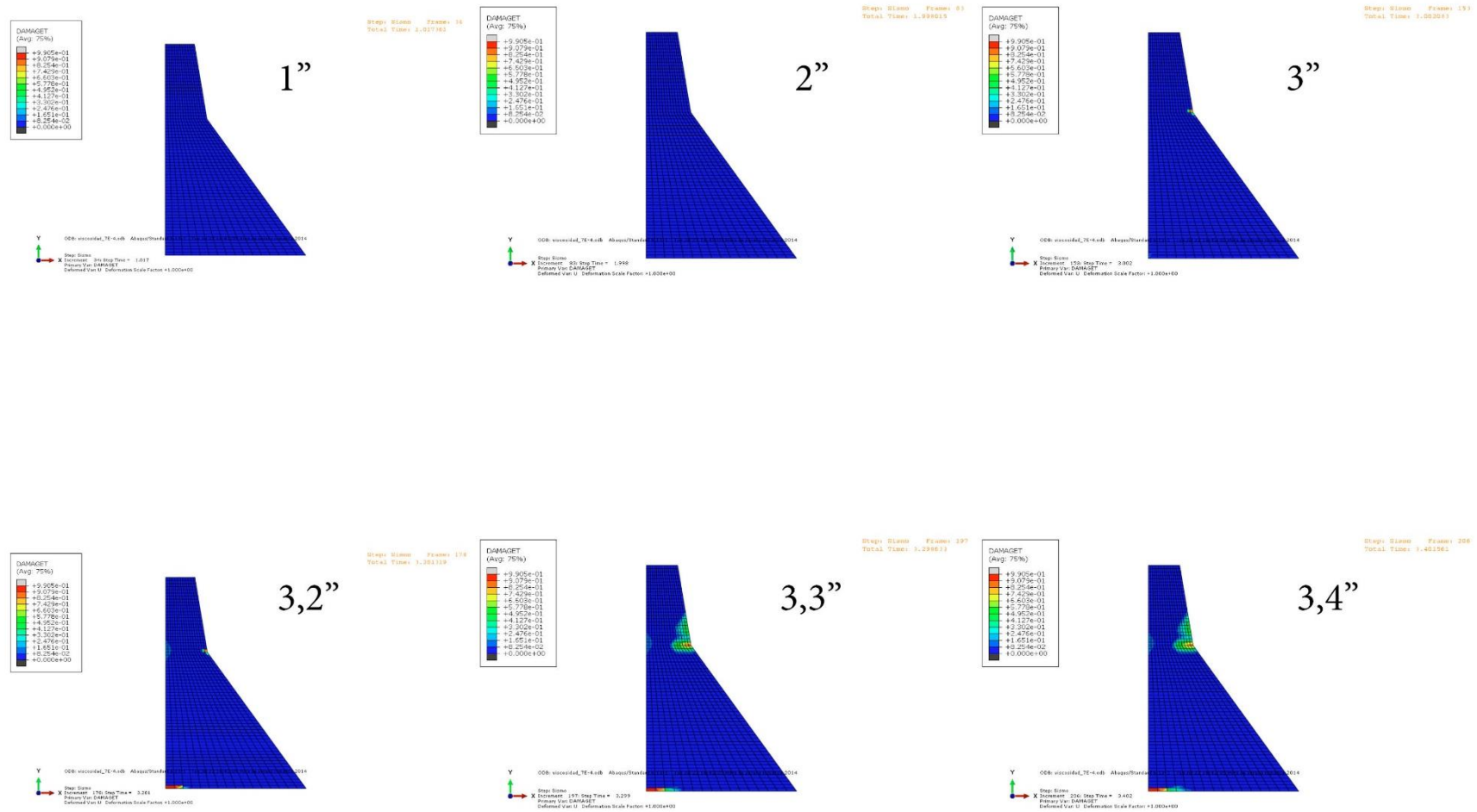


Figura 4.21: Propagación del daño para el modelo actual hasta 3,4 segundos.

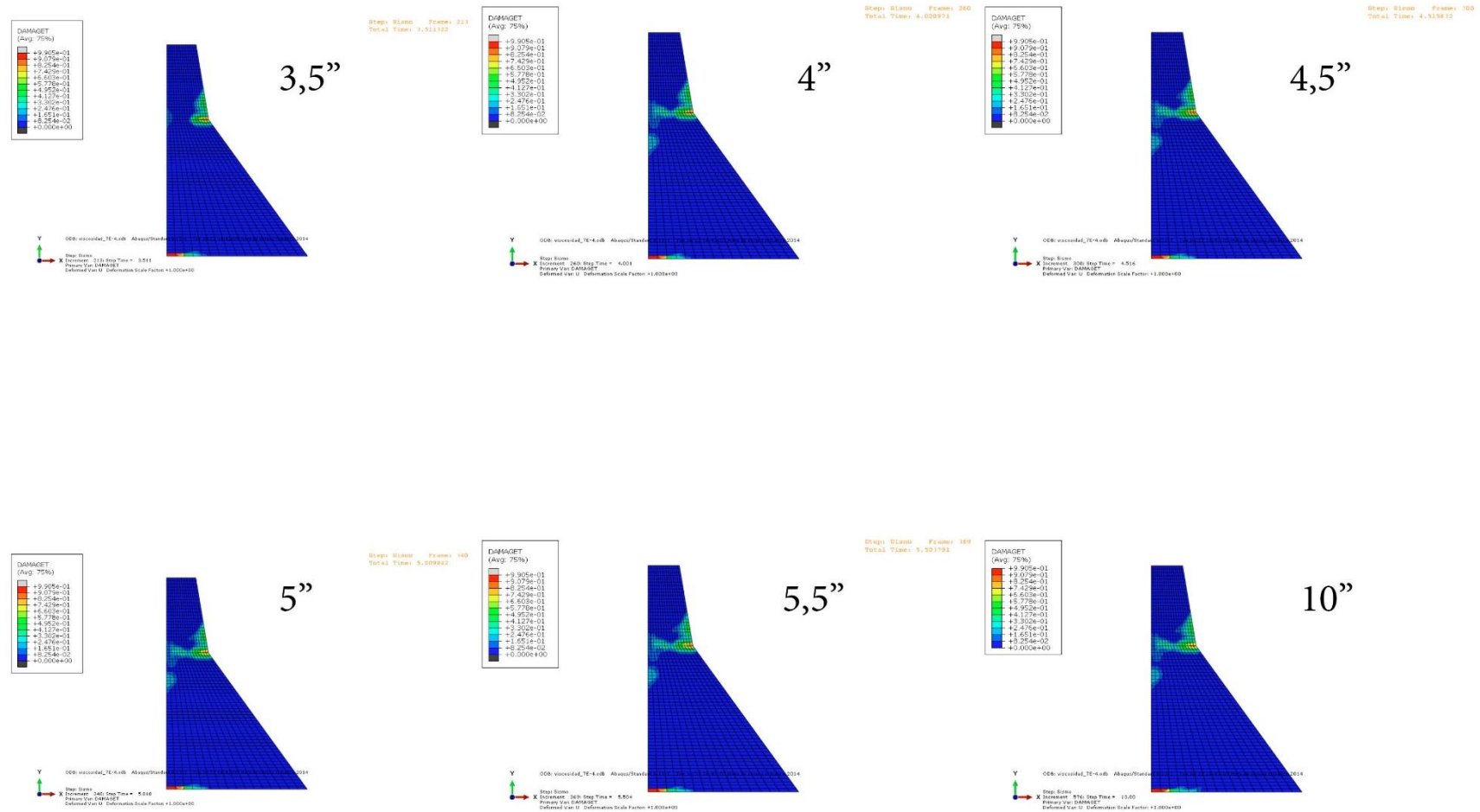
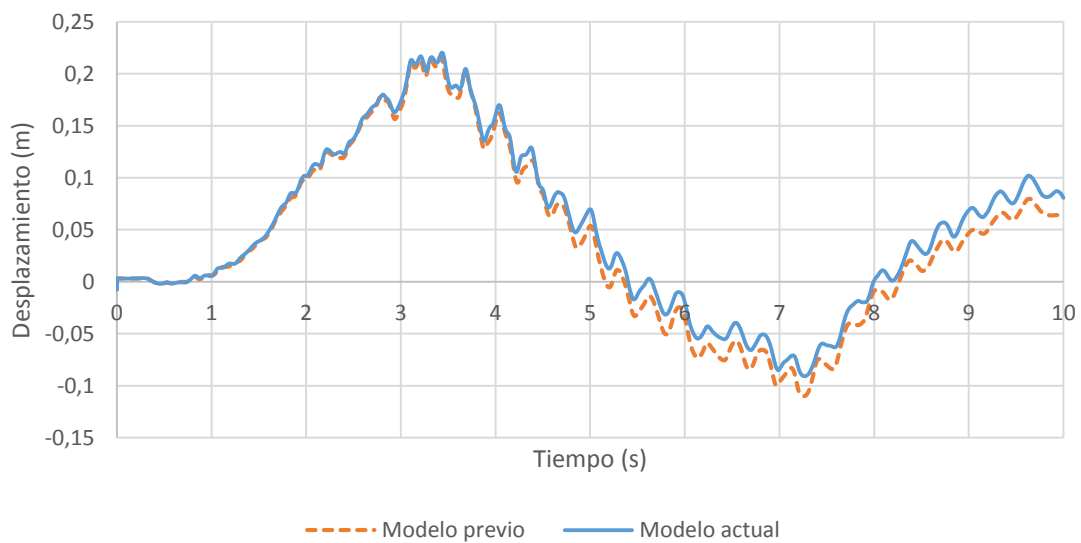
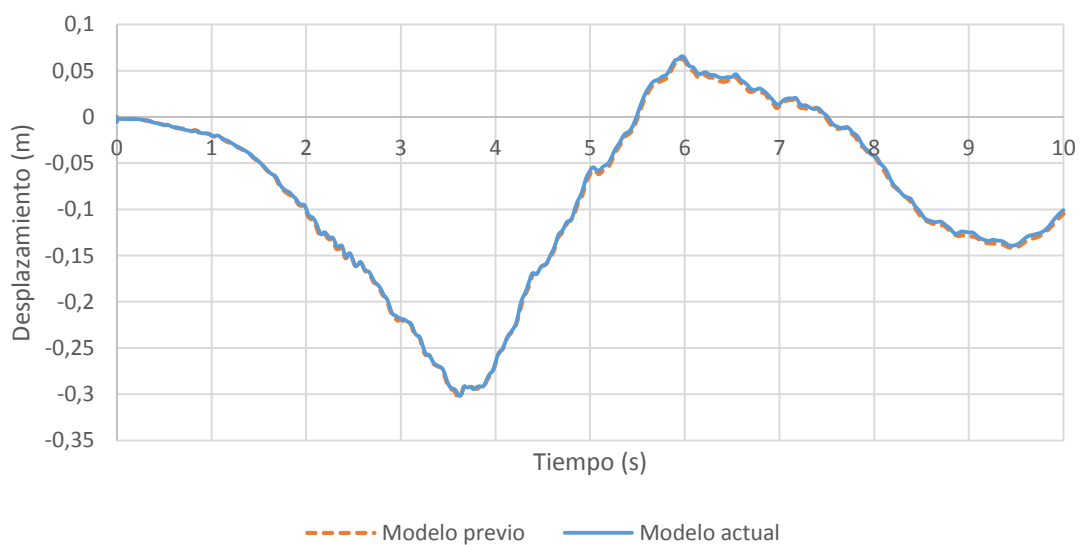


Figura 4.22: Propagación del daño para el modelo actual desde 3,5 segundos.

Otros valores para calibrar el modelo son los desplazamientos. Una manera de verificar la validez de los resultados es comparar los desplazamientos de alguno de los puntos de la presa. En este caso, se ha elegido un punto de la parte superior de la presa, por ser los que mayores desplazamientos presentan. A su vez, se ha seleccionado el que corresponde a la cara interna de la presa, aunque se podría haber estudiado la pared exterior. En la Figura 4.23 y la Figura 4.24 se representan los desplazamientos horizontal y vertical respectivamente, tanto para el modelo que se está siendo estudiado como del ejemplo del manual de Abaqus, calculados para la esquina superior izquierda de la presa. Para ambos desplazamientos se puede comprobar que los resultados son muy similares.



**Figura 4.23: Comparación desplazamientos horizontales.**



**Figura 4.24: Comparación desplazamientos verticales.**

#### 4.8 ANÁLISIS PARAMÉTRICO

Para la modelización de los distintos casos de grietas, se va a llevar a cabo un análisis paramétrico asignando dos variables distintas a la grieta, como son la longitud de la misma y a la altura a la que se encuentra ubicada.

Para ello, se van a simular medidas a diez alturas distintas, separadas 6 metros entre ellas y empezando por la base, a la que se asignará cota cero. Para cada una de las alturas se propondrán cuatro longitudes de grieta, en función del espesor del muro a esa altura. Estas profundidades son  $a_1$  (correspondiente al 12,5% del espesor a la altura de la grieta),  $a_2$  (25% del grosor),  $a_3$  (50%) y  $a_4$  (75%). Con la combinación de todas las posibles combinaciones se obtiene un total de 40 casos a estudiar. A continuación, se muestra un esquema de la presa con las variables de las fisuras representadas, y una tabla que muestra los valores los parámetros para todos los casos.

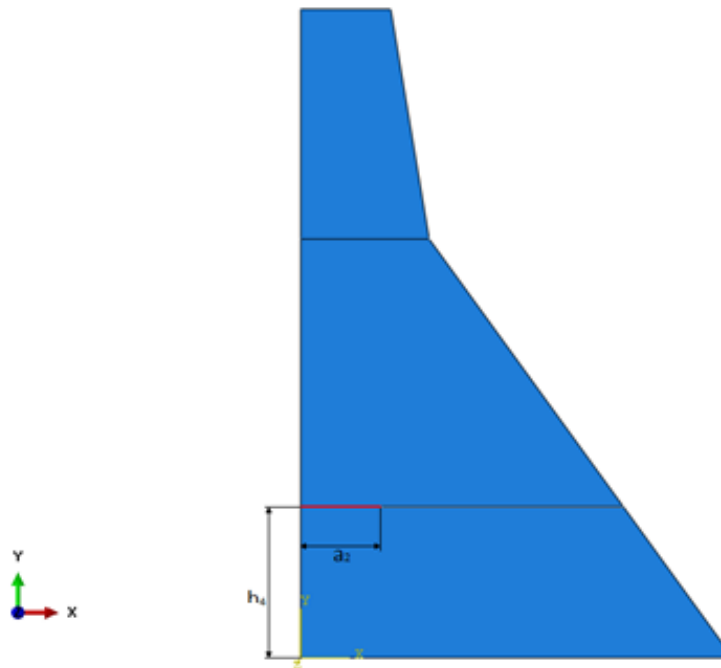


Figura 4.25: Esquema de dimensiones de grieta sin sellar.

|          | Altura (m) | Espesor del muro (m) | $a_1$ (m) | $a_2$ (m) | $a_3$ (m) | $a_4$ (m) |
|----------|------------|----------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| $h_1$    | 6          | 64.25                | 8.03      | 16.06     | 32.13     | 48.19     |
| $h_2$    | 12         | 59.90                | 7.49      | 14.98     | 29.95     | 44.93     |
| $h_3$    | 18         | 55.56                | 6.95      | 13.89     | 27.78     | 41.67     |
| $h_4$    | 24         | 51.21                | 6.40      | 12.80     | 25.61     | 38.41     |
| $h_5$    | 30         | 46.86                | 5.86      | 11.72     | 23.43     | 35.15     |
| $h_6$    | 36         | 42.51                | 5.31      | 10.63     | 21.26     | 31.88     |
| $h_7$    | 42         | 38.17                | 4.77      | 9.54      | 19.08     | 28.62     |
| $h_8$    | 48         | 33.82                | 4.23      | 8.45      | 16.91     | 25.36     |
| $h_9$    | 54         | 29.47                | 3.68      | 7.37      | 14.73     | 22.10     |
| $h_{10}$ | 60         | 25.12                | 3.14      | 6.28      | 12.56     | 18.84     |

Tabla 4.2: Resumen de parámetros para grieta sin sellar.

También se realiza un análisis paramétrico para la reparación de las fisuras, de nuevo con diez alturas para estudiar. Se escoge la grieta de mayor profundidad,  $a_4$  (que corresponde al 75% del espesor), y se simulan tres profundidades de sellado. Calculado sobre el espesor a la altura de la grieta, las longitudes de sellado son  $b_1$  (que se corresponde con el 12,5% del grosor),  $b_2$  (25%) y  $b_3$  (50%). Por lo tanto, la longitud de fisura que permanece sin reparar es del 62,5%, 50% y 25% respectivamente para  $b_1$ ,  $b_2$  y  $b_3$ . Así, se obtienen un total de 30 casos para analizar. La figura siguiente representa un esquema de las variables de las fisuras y, además, se añade una tabla que resume los valores numéricos de las grietas.



Figura 4.26: Esquema de dimensiones de grieta sellada.



|                       | Altura (m) | Espesor del muro (m) | Grieta inicial (m) | b <sub>1</sub> | b <sub>2</sub> | b <sub>3</sub> |
|-----------------------|------------|----------------------|--------------------|----------------|----------------|----------------|
| <b>h<sub>1</sub></b>  | 6          | 64.25                | 48.19              | 8.03           | 16.06          | 32.13          |
| <b>h<sub>2</sub></b>  | 12         | 59.90                | 44.93              | 7.49           | 14.98          | 29.95          |
| <b>h<sub>3</sub></b>  | 18         | 55.56                | 41.67              | 6.95           | 13.89          | 27.78          |
| <b>h<sub>4</sub></b>  | 24         | 51.21                | 38.41              | 6.40           | 12.80          | 25.61          |
| <b>h<sub>5</sub></b>  | 30         | 46.86                | 35.15              | 5.86           | 11.72          | 23.43          |
| <b>h<sub>6</sub></b>  | 36         | 42.51                | 31.88              | 5.31           | 10.63          | 21.26          |
| <b>h<sub>7</sub></b>  | 42         | 38.17                | 28.62              | 4.77           | 9.54           | 19.08          |
| <b>h<sub>8</sub></b>  | 48         | 33.82                | 25.36              | 4.23           | 8.45           | 16.91          |
| <b>h<sub>9</sub></b>  | 54         | 29.47                | 22.10              | 3.68           | 7.37           | 14.73          |
| <b>h<sub>10</sub></b> | 60         | 25.12                | 18.84              | 3.14           | 6.28           | 12.56          |

Tabla 4.3: Resumen de parámetros para grieta sellada.

## 4.9 CÁLCULO DEL FACTOR DE INTENSIDAD DE TENSIONES

### 4.9.1 Proceso de cálculo mediante Abaqus

En primer lugar, es importante recordar que para el cálculo del factor de intensidad de tensiones ese necesario utilizar un modelo constitutivo elástico – lineal, por lo que todos los parámetros relacionados con el daño o con la plasticidad no se utilizan durante el análisis. Por lo tanto, las únicas propiedades a tener en cuenta son las que se encontraban reflejadas en la Tabla 4.1.

En cuanto al cálculo del factor de intensidad de tensiones mediante, Abaqus ofrece la posibilidad de implementar tres hipótesis distintas. Una considerando el esfuerzo tangencial máximo, otro con la tasa máxima de energía de daño disipada y el último considerando que el único modo de fractura presente es el modo I. Como se comentará posteriormente en los resultados, la última hipótesis no es adecuada debido a que la fractura mediante modo II es relevante en este modelo. De entre las dos hipótesis restantes, se ha elegido la de máximo esfuerzo tangencial.

Ya que se trata de un método de elementos finitos y estar discretizado el dominio, se recurren al uso de contornos de integración para el cálculo del FIT. Estos contornos parten de la punta de la fisura, y se extienden a través de los nodos más cercanos. Si bien el FIT debe ser calculado en la inmediación de la grieta, un contorno demasiado pequeño resultará en un número muy reducido de nodos (pudiendo llegar a ser únicamente el nodo que forma la punta de la grieta). Por el contrario, si el contorno es muy extenso los nodos utilizados durante el análisis pueden encontrarse lejos de las inmediaciones de la grieta (en un caso extremo, el contorno puede llegar a ser el dominio entero). Así, es necesario analizar con detalle los resultados obtenidos durante

el cálculo del FIT y establecer un criterio a la hora de escoger el contorno de integración adecuado.

Las siguientes figuras muestran distintos contornos de integración utilizados durante la simulación, siendo algunos de ellos válidos para la obtención de resultados adecuados y otros no.

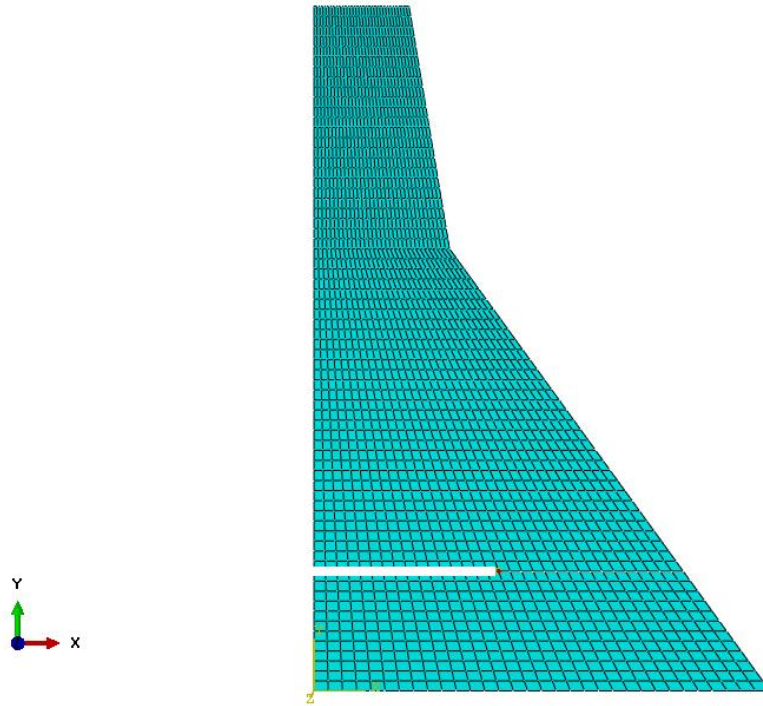


Figura 4.27: Contorno de integración 1.

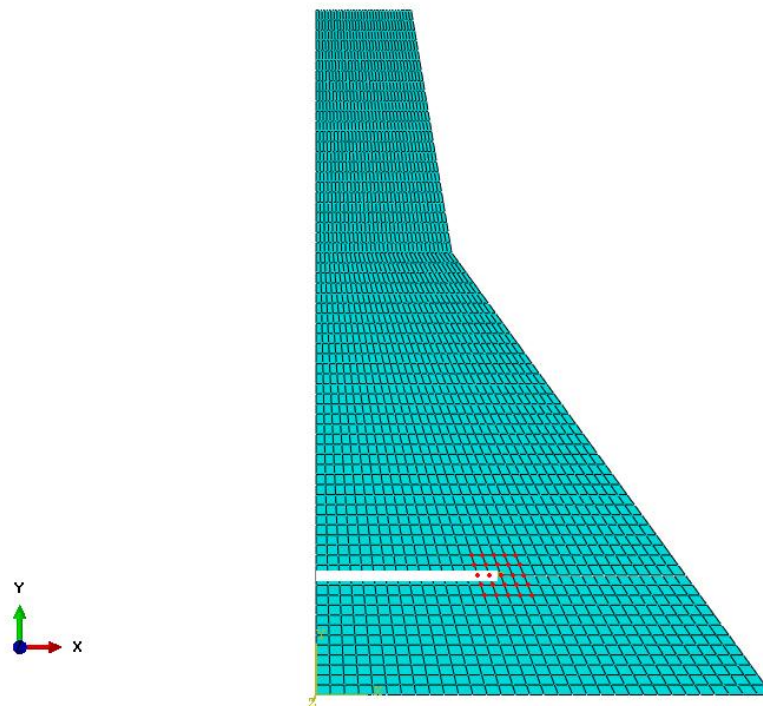


Figura 4.28: Contorno de integración 3

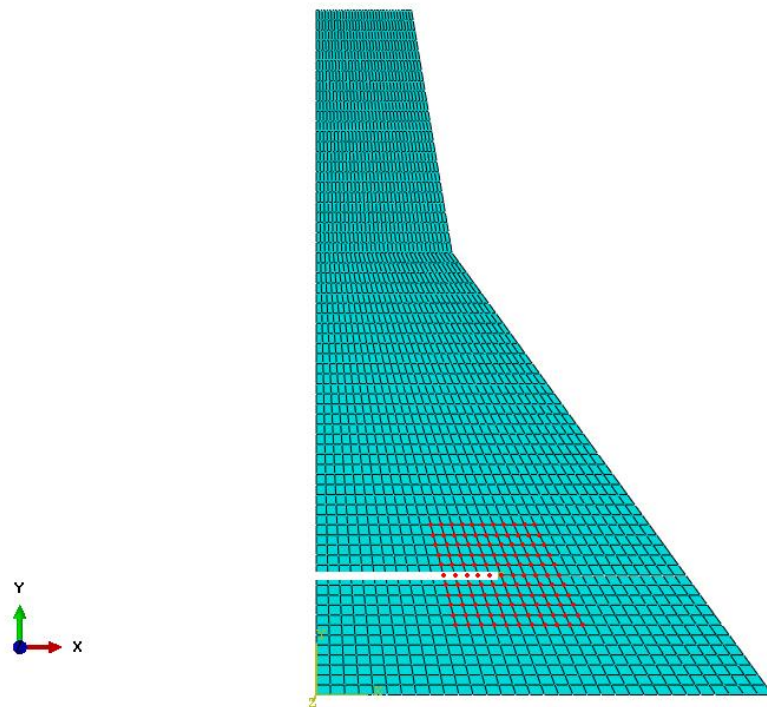


Figura 4.29: Contorno de integración 6.

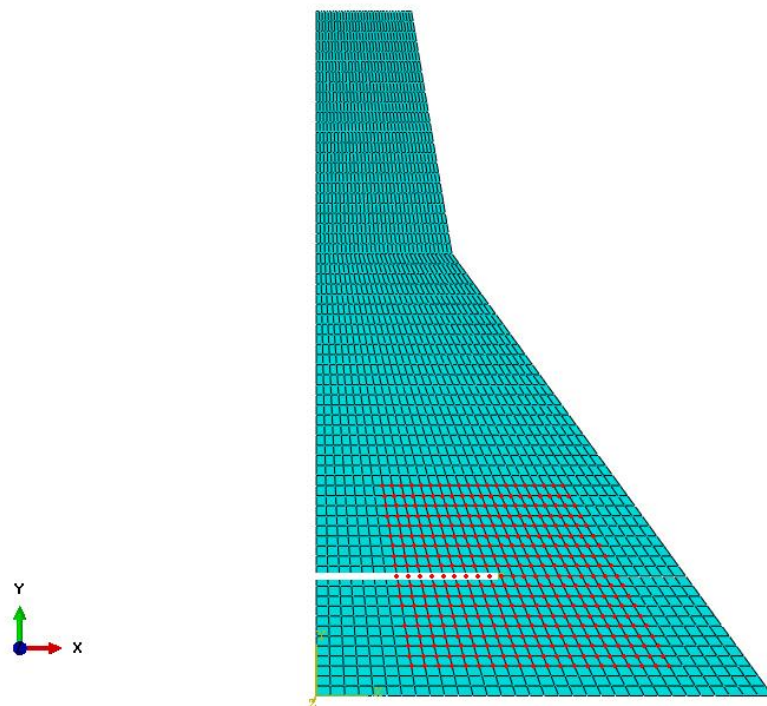


Figura 4.30: Contorno de integración 10.

El contorno 1 no resulta adecuado por tratarse de un solo punto, y el contorno 10 es demasiado grande y, por lo tanto, pierde el carácter local del factor de intensidad de tensiones. Los contornos 3 y 6 sí resultan adecuados, así como los intermedios que no se muestran en las figuras. Son lo suficientemente grandes para abarcar una zona cercana a la fisura, pero no lo son en exceso para poder estudiar un comportamiento local.

Por lo tanto, para calcular el FIT no se deben tener en cuenta los contornos excesivamente grandes o pequeños. Una vez eliminados dichos contornos, y para quedarse del lado de la seguridad, se eligen los valores máximos para cada tiempo de entre los contornos considerados.

#### 4.9.2 Validación con modelo teórico

A fin de validar los resultados obtenidos mediante Abaqus, se realiza una simulación de una placa de espesor delgado con una fisura central. Esta tipología de problema se encuentra resuelta, por lo que es posible comprar los resultados del modelo numérico con otros teóricos [8]. La geometría de la Figura 3.31 muestra una placa de altura  $2h$ , ancho  $2b$  y longitud de grieta  $2a$  sometida a una tracción uniforme de valor  $\sigma$ .

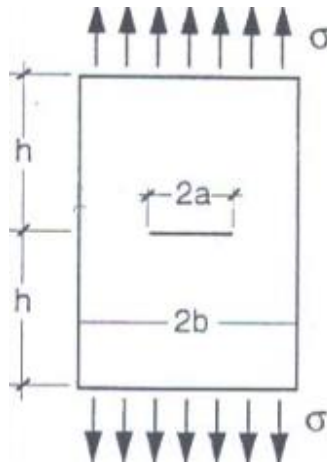


Figura 4.31: Esquema de la geometría analizada.

Para la obtención del factor de intensidad de tensiones las expresiones utilizadas son:

$$K_0 = \sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a}$$

$$\frac{K_I}{K_0} = \frac{1 - 0.5 \cdot \left(\frac{a}{b}\right) + 0.326 \cdot \left(\frac{a}{b}\right)^2}{\left(1 - \frac{a}{b}\right)^{0.5}}$$

Siendo la segunda válida para el caso de que  $h/b$  sea mayor de 1,5, para todos los valores de  $a/b$ . Por lo tanto, se procede a realizar análisis con distintos valores de  $a/b$ , para  $h/b = 1,5$ . Al comprar los valores obtenidos en Abaqus con los obtenidos según el modelo teórico se obtienen los resultados mostrados en la Figura 4.32.

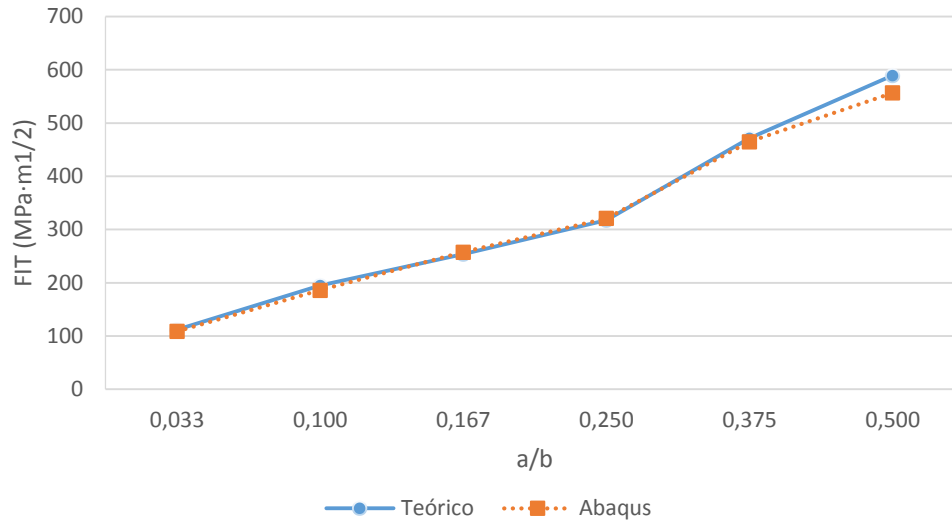


Figura 4.32: Comparación del FIT entre resultados numéricos y teórico.

Como se puede observar, con ambos métodos se obtienen resultados similares. La Tabla 4.4 muestra los errores en tanto por ciento entre ambos modelos.

| a/b   | Error (%) |
|-------|-----------|
| 0.033 | 3%        |
| 0.100 | 5%        |
| 0.167 | 1%        |
| 0.250 | 1%        |
| 0.375 | 1%        |
| 0.500 | 6%        |

Tabla 4.4: Porcentajes de error en la validación del cálculo del FIT.

#### 4.9.3 Tenacidad a la fractura teórica

Para poder obtener unas conclusiones adecuadas a partir de los resultados obtenidos en necesario comparar los valores del factor de intensidad de tensiones con la tenacidad a la fractura del material.

En primer lugar, se necesita saber la energía de fractura del hormigón, que depende tanto de sus propiedades mecánicas como del tamaño del agregado ( $d_{MAX}$ ). La energía de fractura se puede obtener mediante la siguiente expresión [9]:

$$G_F = G_{F0} \cdot \left( \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7}$$

Siendo  $G_{F0}$  el valor base de la energía de fractura,  $f_{cm}$  la resistencia a compresión del material y  $f_{cm0}$  un valor asignado, igual a 10 MPa.

Para obtener  $G_{F0}$  recurrimos a la Tabla 4.5, donde se muestra el valor en función del tamaño máximo de agregado, que en este caso es de 76 mm [10].

| $d_{MAX}$ (mm) | $G_{F0}$ (N·mm/mm <sup>2</sup> ) |
|----------------|----------------------------------|
| 8              | 0.025                            |
| 16             | 0.030                            |
| 32             | 0.058                            |

Tabla 4.5: Tamaño de agregado y energía de fractura base.

Debido a que el valor de 76 mm no se encuentra en la Tabla 4.5, se recurre a un ajuste cuadrático para obtener su valor, a través de la ecuación:

$$G_{F0} = 5 \cdot 10^{-5} \cdot d_{MAX}^2 - 5 \cdot 10^{-4} \cdot d_{MAX} + 0.026$$

Obteniendo un resultado de  $G_{F0} = 0,2768$  N·mm/mm<sup>2</sup>. Por otro lado, sabemos que la resistencia a compresión del hormigón es de 24,1 MPa. A partir de estos valores, la energía de fractura resulta ser  $G_F = 0,512$  N·mm/mm<sup>2</sup>.

Una vez calculada la energía de fractura, se puede relacionar dicho valor con la tenacidad a fractura haciendo uso del módulo de Young (E) y del coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), mediante la siguiente ecuación, cuyo uso es aplicable a estados de deformaciones planas [11], que es el que se está considerando durante el análisis:

$$K_{IC} = \sqrt{\frac{G_{F0} \cdot E}{1 - \nu^2}}$$

Con lo que se obtiene un valor final de tenacidad a la fractura de  $K_{IC} = 4,133$  MPa·m<sup>1/2</sup>.

#### 4.9.4 Factor de intensidad de tensiones equivalente

Una vez obtenida la tenacidad a la fractura ( $K_{IC}$ ) resulta conveniente relacionar este valor con los factores de intensidad equivalentes (para modo I y modo II) obtenidos mediante Abaqus. A partir de la teoría de William [12], se obtiene la siguiente ecuación para la propagación de una fisura a través de un medio elástico:

$$\frac{K_I}{K_{IC}} \cos^3 \frac{\theta_0}{2} - \frac{3}{2} \frac{K_{II}}{K_{IC}} \cos \frac{\theta_0}{2} \sin \theta_0 \geq 1$$

Donde  $\theta_0$  representa el ángulo de extensión de la grieta, y se obtiene mediante la expresión:

$$\tan \theta_0 = \frac{1}{4} \frac{K_{II}}{K_{IC}} \pm \frac{1}{4} \sqrt{\left(\frac{K_{II}}{K_{IC}}\right)^2 + 8}$$

Así, siempre que se supere el valor uno en la ecuación, se habrá superado la tenacidad a la fractura y la grieta crecerá. Para hacer posible la comparación, se define el factor de intensidad de tensiones ( $FIT_{eq}$ ), que es el resultado de la ecuación de William:

$$FIT_{eq} = \frac{K_I}{K_{IC}} \cos^3 \frac{\theta_0}{2} - \frac{3}{2} \frac{K_{II}}{K_{IC}} \cos \frac{\theta_0}{2} \sin \theta_0$$

A partir de este valor, que se usará a lo largo del trabajo para comparar los resultados, se puede decir que siempre que el valor del  $FIT_{eq}$  sea mayor que uno, se producirá un crecimiento en la grieta.

## Capítulo 5

### Resultados



## 5 RESULTADOS

### 5.1 DISTRIBUCIÓN DEL DAÑO CON EL MODELO PLÁSTICO

Conocer la situación de las zonas dañadas es un factor importante para determinar la integridad estructural de la estructura. Además, es necesario para la interpretación de los resultados posteriores. Por ejemplo, la dirección de la propagación de la fisura es un parámetro que influirá en los resultados, o si la zona de daño preferente se encuentra en la punta de la grieta, en la base de la presa o algún otro lugar. Así, puede ocurrir que un caso que a priori debería tener una energía disipada por daño menor de la obtenida, se explique por la zona afectada por el daño, o por la aparición de áreas dañadas que con otros parámetros de grieta no existan.

A continuación se encuentran las situaciones finales para todos los casos de fisura. Los resultados han sido agrupados para cada altura de grieta, mostrando las cuatro profundidades de grieta posibles. En las siguientes figuras se encuentra representado el daño por tracción, en las que el color azul simboliza un elemento intacto y el color rojo el material completamente dañado. Además, se encuentran marcadas las grietas en el momento previo al sismo.

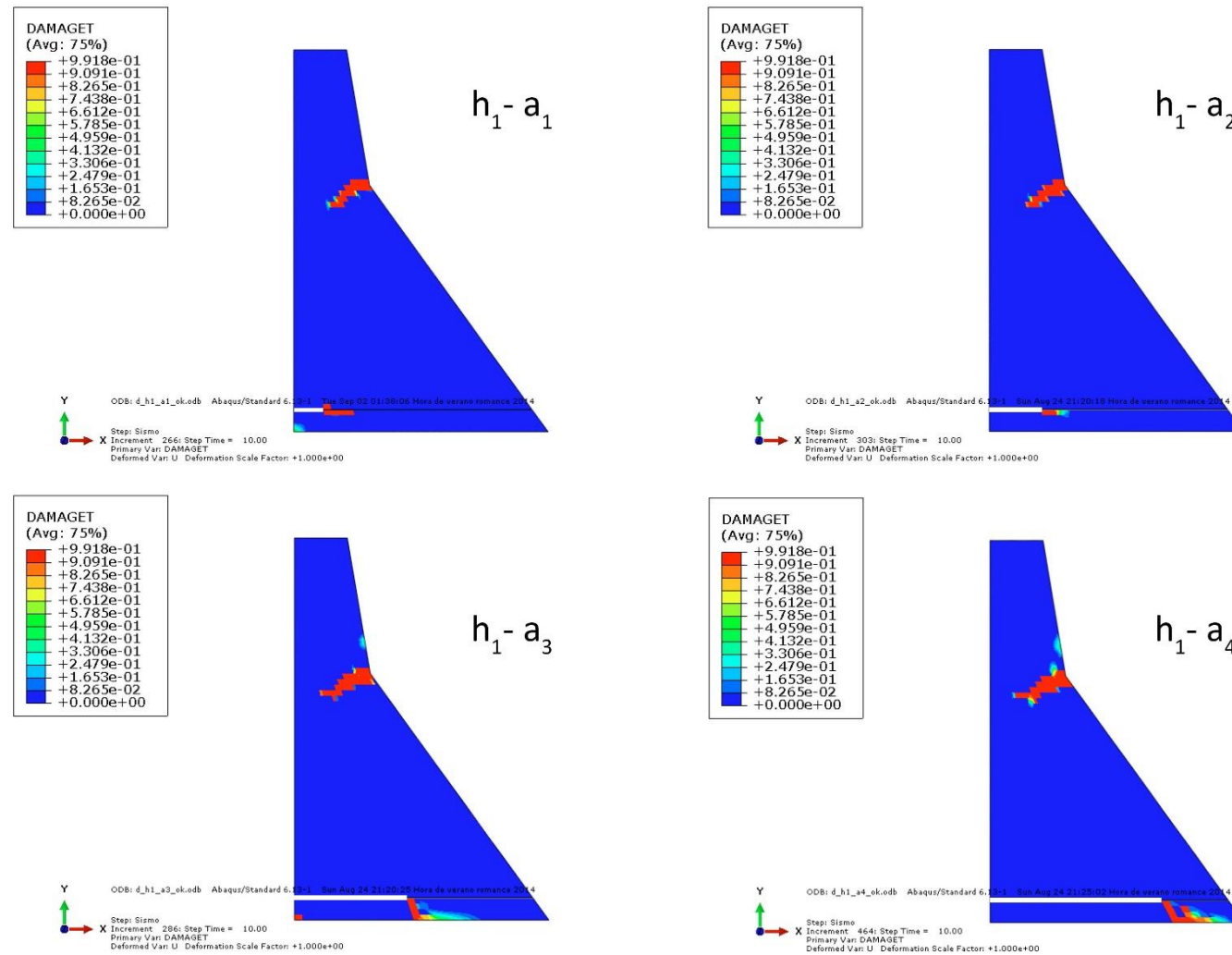


Figura 5.1: Daño final para las grietas de altura  $h_1$ .

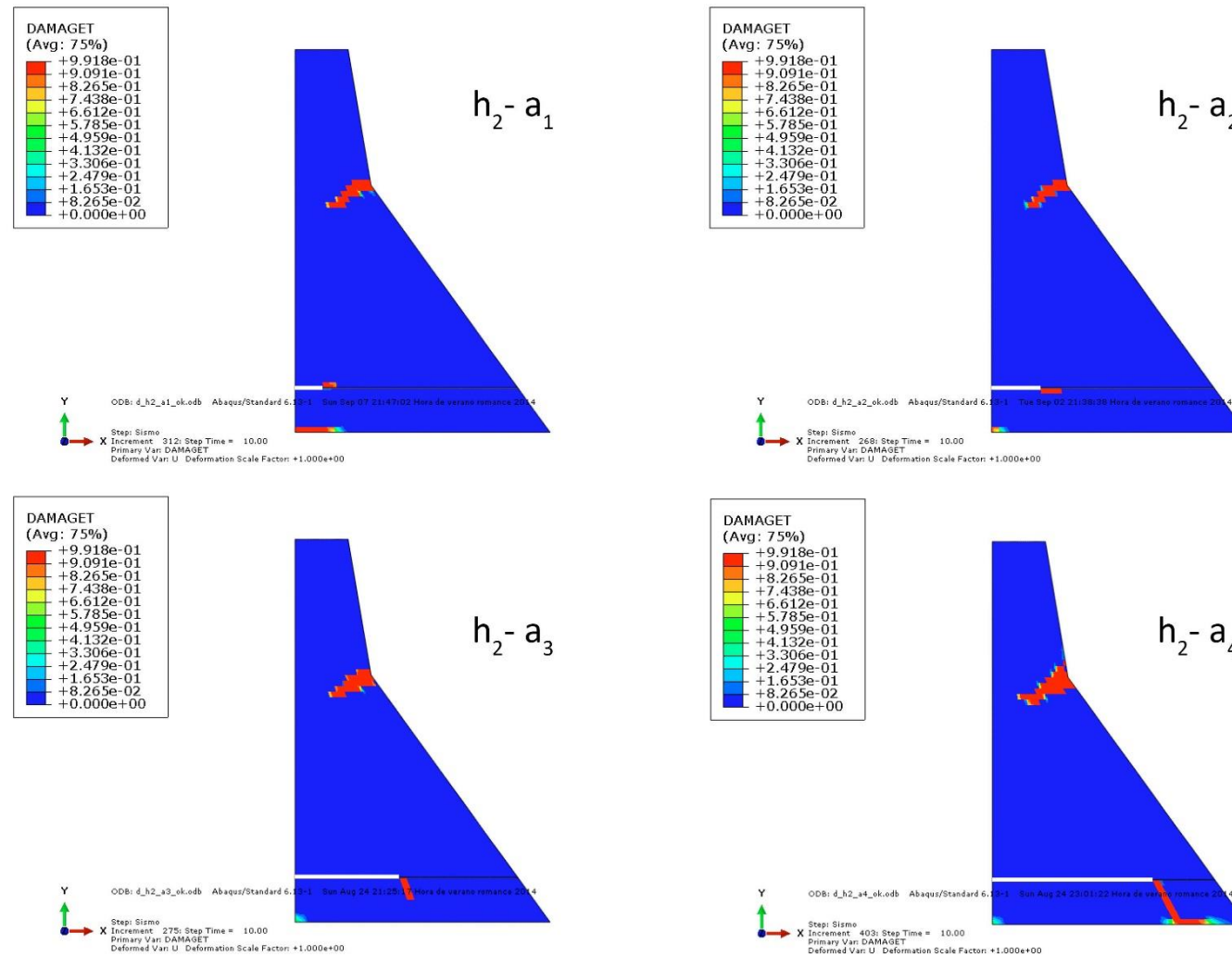


Figura 5.2: Daño final para las grietas de altura  $h_2$ .

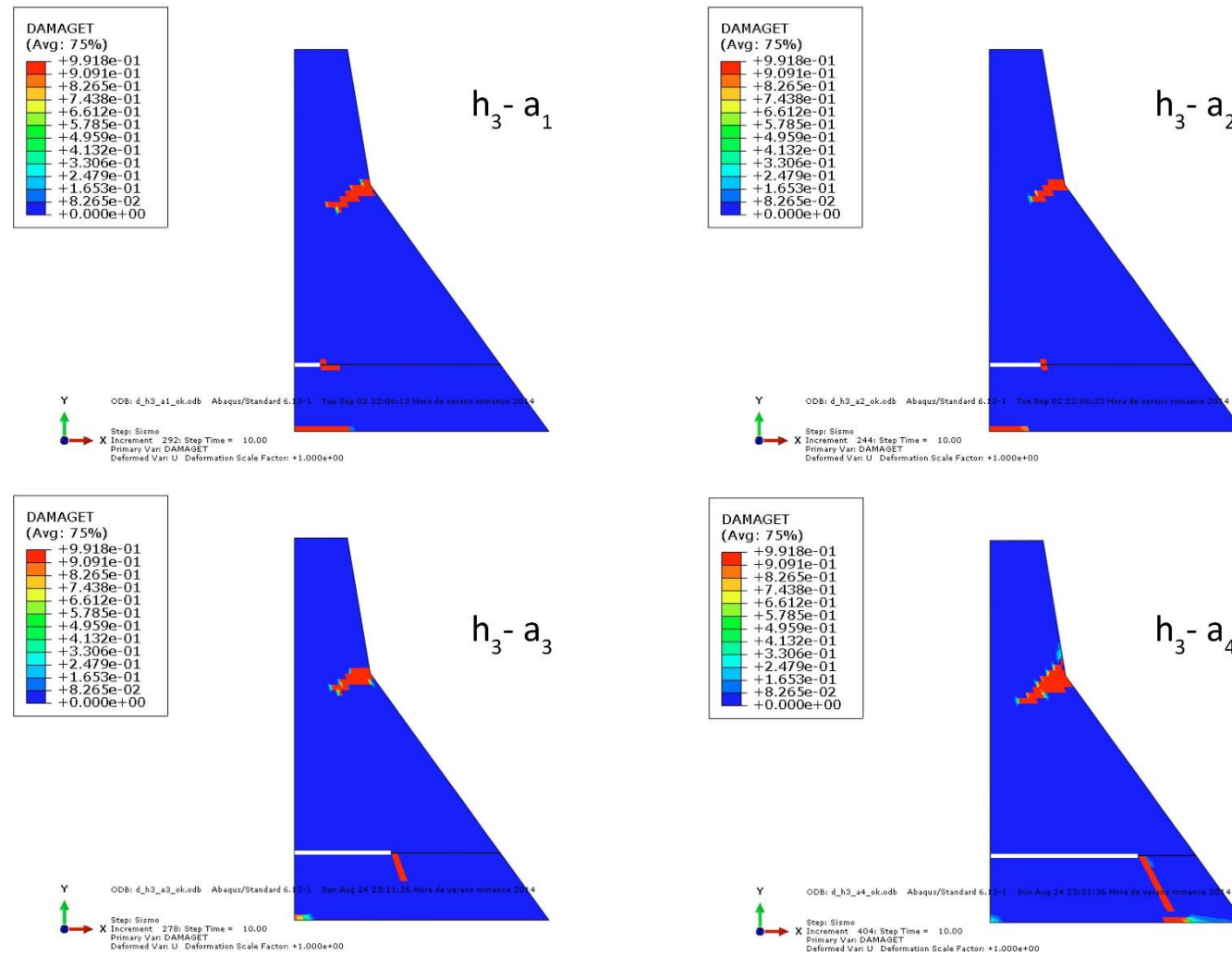


Figura 5.3: Daño final para las grietas de altura  $h_3$ .

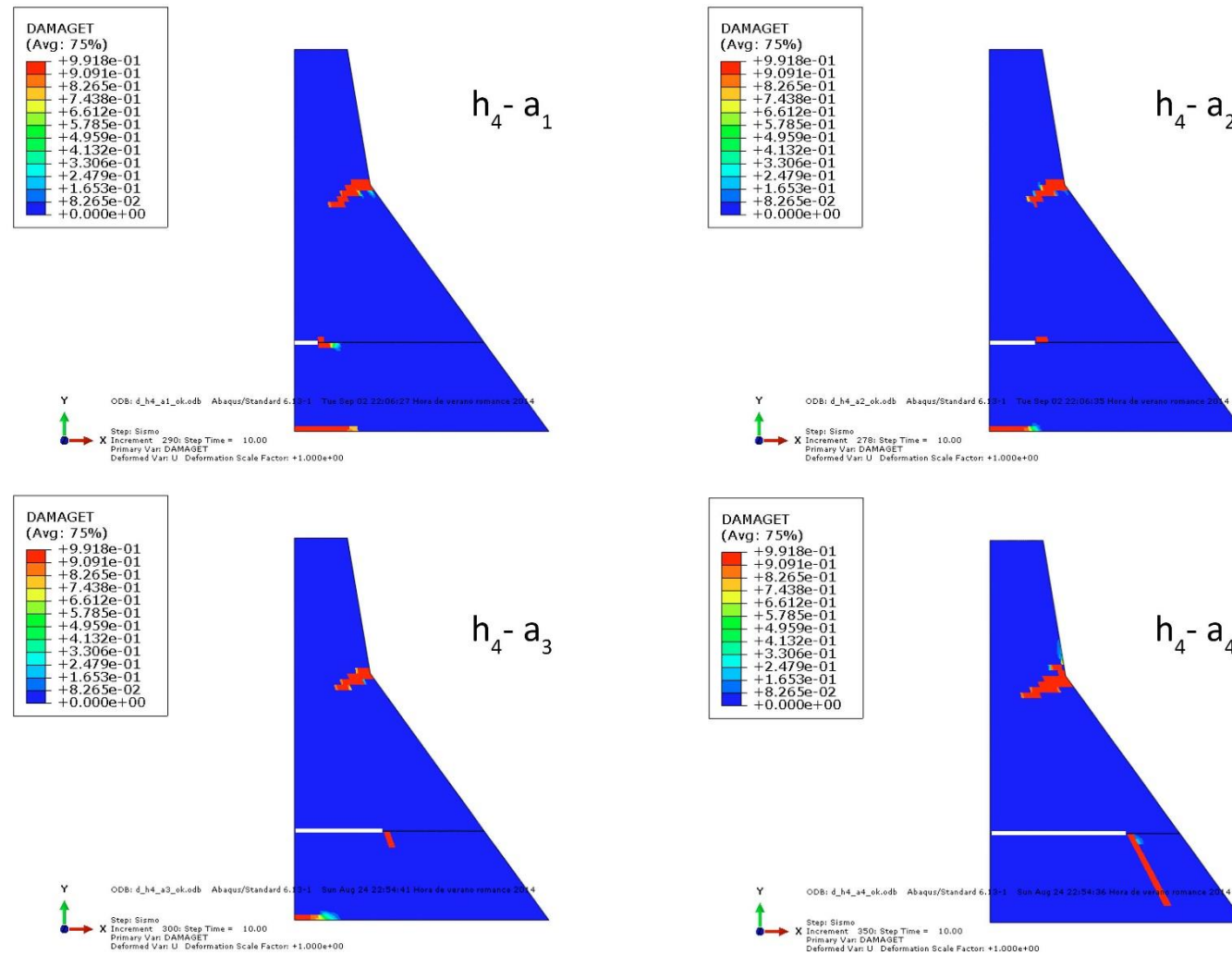


Figura 5.4: Daño final para las grietas de altura  $h_4$ .

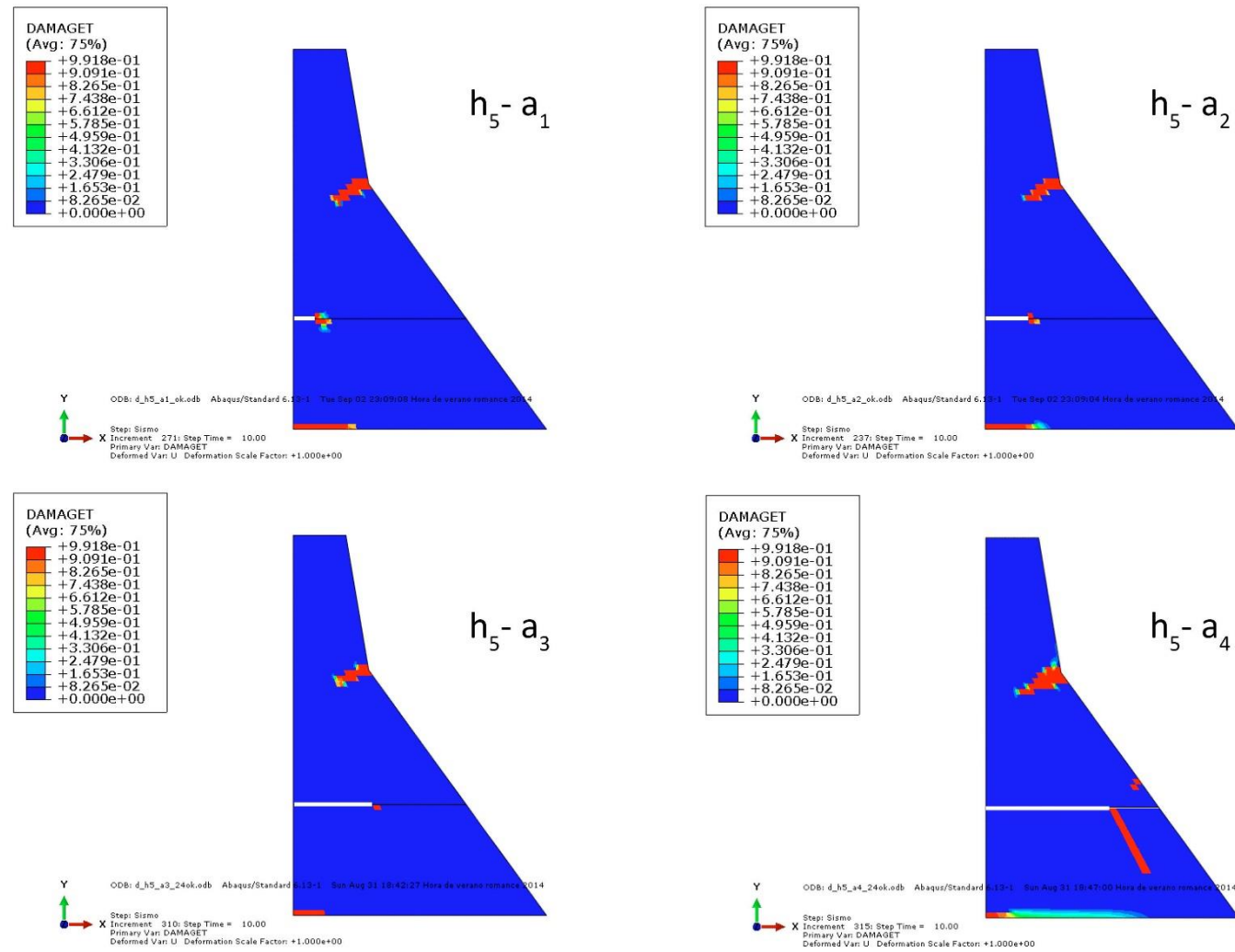


Figura 5.5: Daño final para las grietas de altura  $h_5$ .

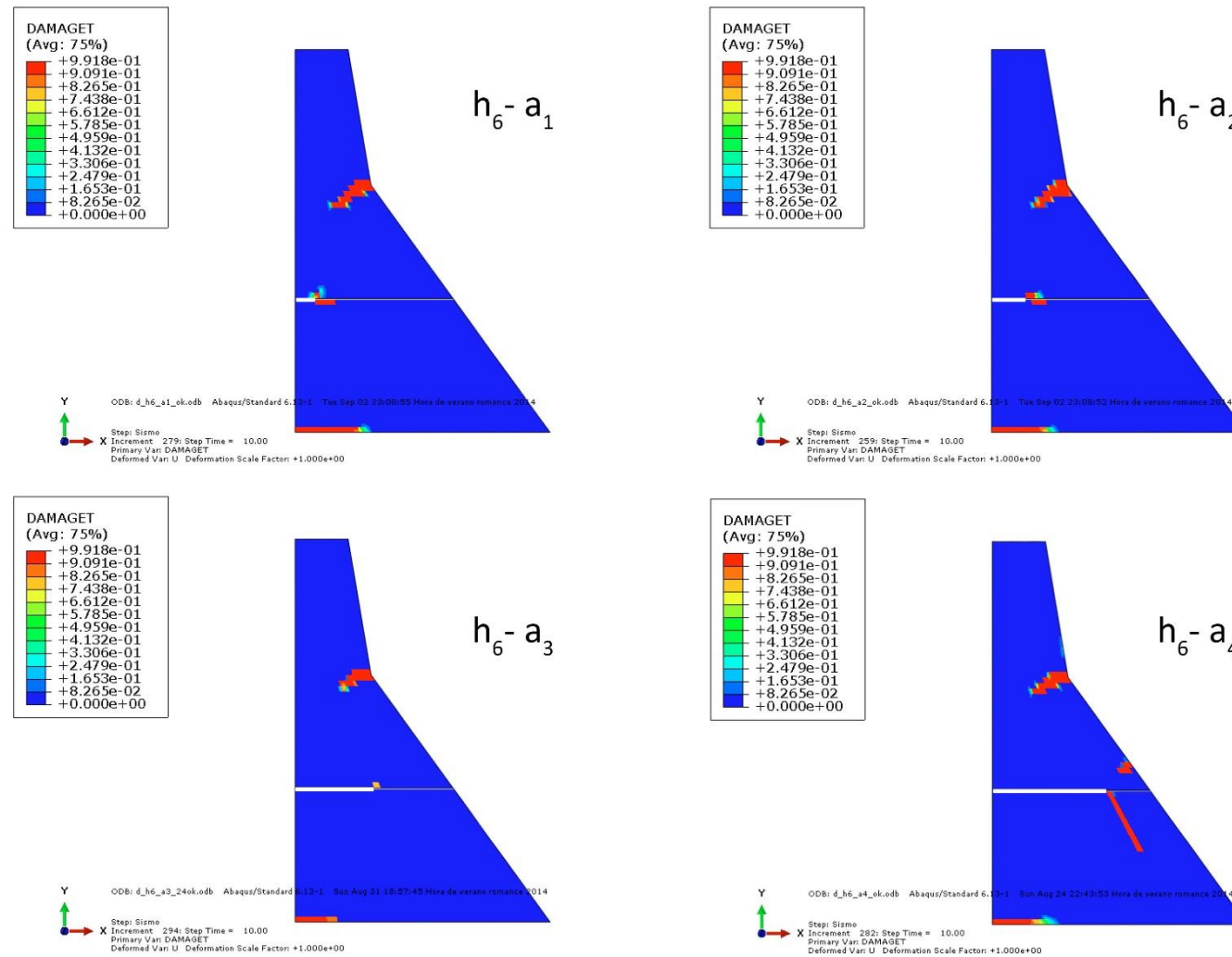


Figura 5.6: Daño final para las grietas de altura  $h_6$ .

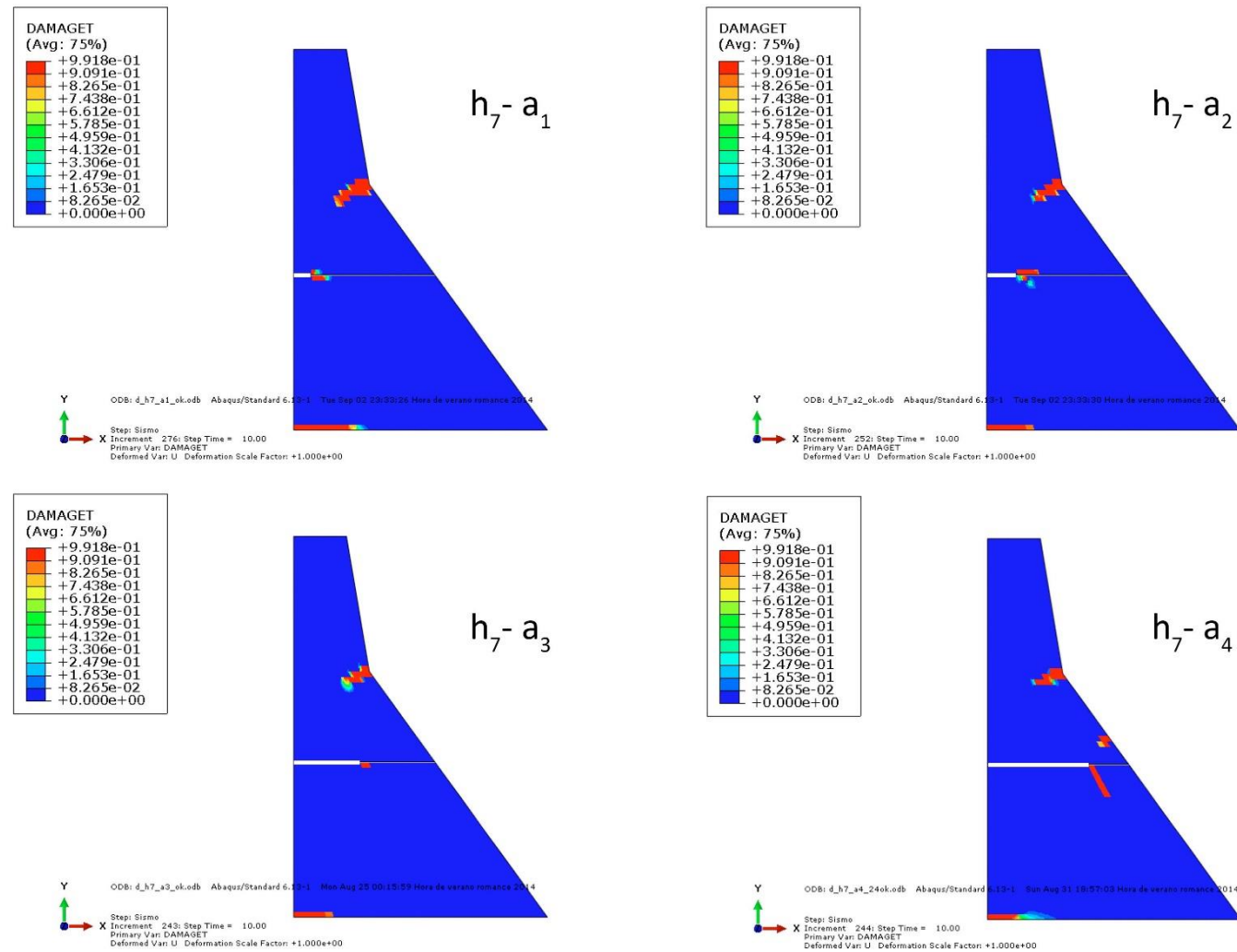


Figura 5.7: Daño final para las grietas de altura  $h_7$ .



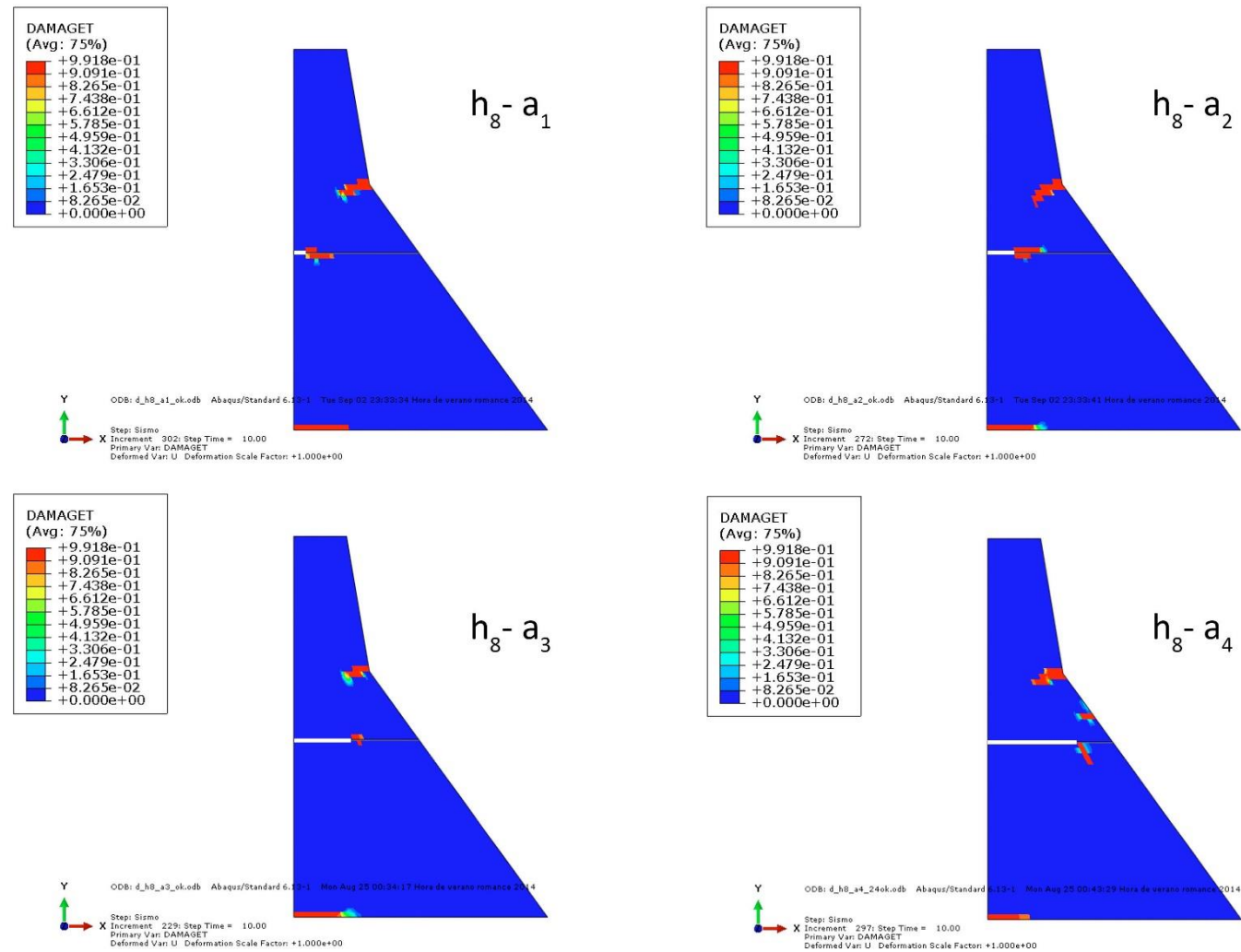


Figura 5.8: Daño final para las grietas de altura  $h_8$ .

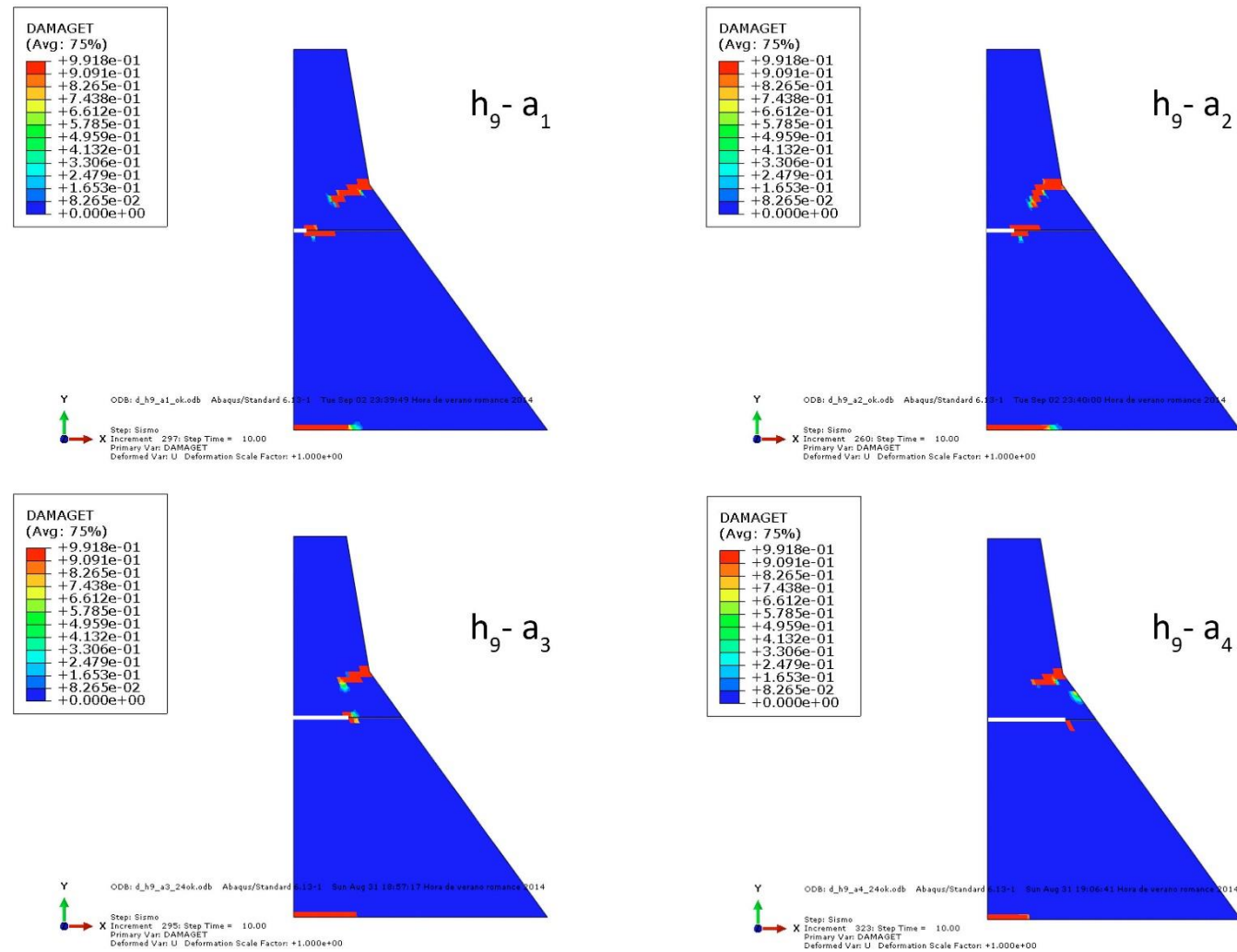


Figura 5.9: Daño final para las grietas de altura  $h_9$ .

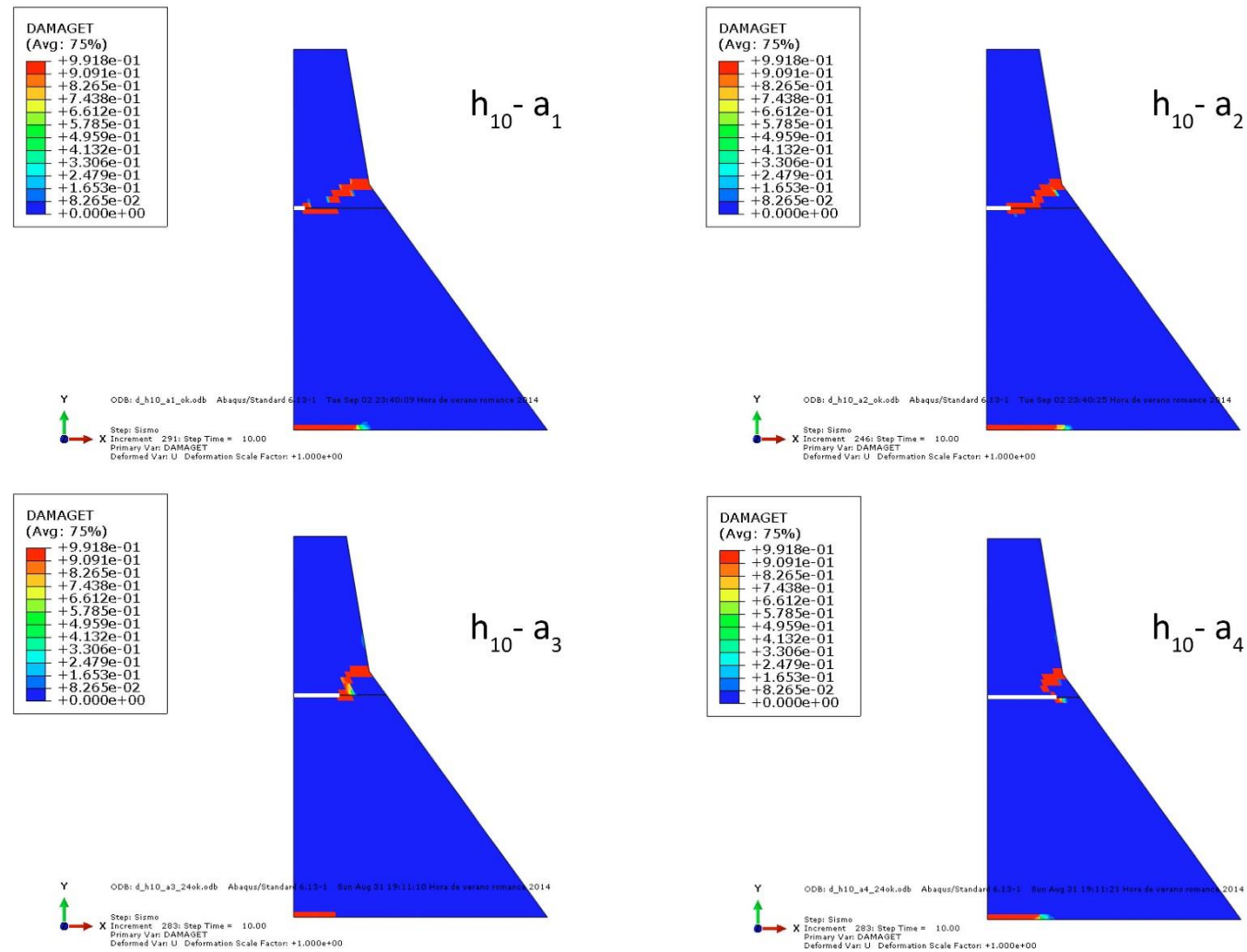


Figura 5.10: Daño final para las grietas de altura  $h_{10}$ .

Atendiendo al comportamiento de la grieta en su crecimiento, pueden separarse los resultados en tres grupos: baja altura (de  $h_1$  a  $h_4$ ), media altura (de  $h_5$  a  $h_8$ ) y gran altura (de  $h_9$  a  $h_{10}$ ). Cada uno de los conjuntos tiene una forma de propagación distinta, y que tiene influencia en el resto de los resultados.

En el grupo de baja altura, las grietas de profundidad  $a_1$  y  $a_2$  se propagan a lo largo del plano horizontal. Las longitudes  $a_3$  y  $a_4$ , por su parte, presentan un crecimiento vertical con cierta tendencia aguas abajo, de forma que la fisura permanece paralela a la cara exterior de la presa. Además, este crecimiento tiene como resultado un acercamiento del extremo de la grieta a la base, llegando a ocurrir que en la altura  $h_1$  la alcance. Aunque en muy pequeña medida, para la profundidad  $a_4$  se produce una pequeña propagación en la base de la presa. Este aspecto es importante a la hora de analizar los valores del factor de intensidad de tensiones equivalente, resultados que se muestran en un apartado posterior.

En el segundo grupo, el de media altura, las longitudes  $a_1$  y  $a_2$  continúan teniendo un crecimiento marcadamente horizontal, aunque aparece una pequeña componente en dirección vertical. Por su parte, si anteriormente para la profundidad  $a_3$  existía una propagación vertical, ahora se convierte en horizontal. Por último, para las grietas con longitud  $a_4$  el crecimiento no cambia y continua paralelo a la pared exterior, pero aparece una nueva zona de daño, localizada en zona exterior de la presa y que se desplaza hacia la grieta.

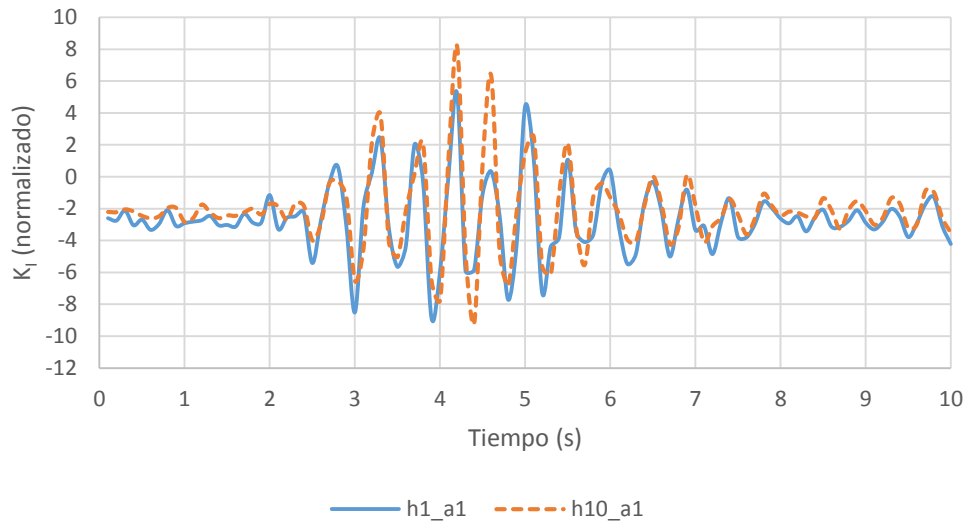
Para el último, el de gran altura, la grieta se desplaza en dirección a la zona en la que la pared exterior cambia de pendiente. Desde este punto, que en todos los casos estudiados, sin importar el grupo de altura, se propaga una zona de daño que se extiende de manera horizontal hacia el interior a la vez que disminuya su altura. Para este grupo, esta área dañada y la grieta tienden a juntarse, consiguiéndolo para algunas grietas en la altura máxima,  $h_{10}$ . Aun así, para las dos profundidades menores se puede decir que siguen el mismo patrón que en los grupos anteriores, ya que para conseguir la unión de las dos zonas es necesaria una propagación horizontal.

Una vez analizado el comportamiento de la fisura en relación al daño, se procede a la interpretación de los valores de factor de intensidad de tensiones equivalente.

## 5.2 FACTOR DE INTENSIDAD DE TENSIONES EN GRIETA SIN SELLAR

Al calcular el factor de intensidad de tensiones en Abaqus, obtenemos dos resultados, para modo I y para modo II. Antes de proceder a comentar los resultados utilizando el factor de intensidad de tensiones equivalente, se van a estudiar los FIT obtenidos para cada uno de los modos.

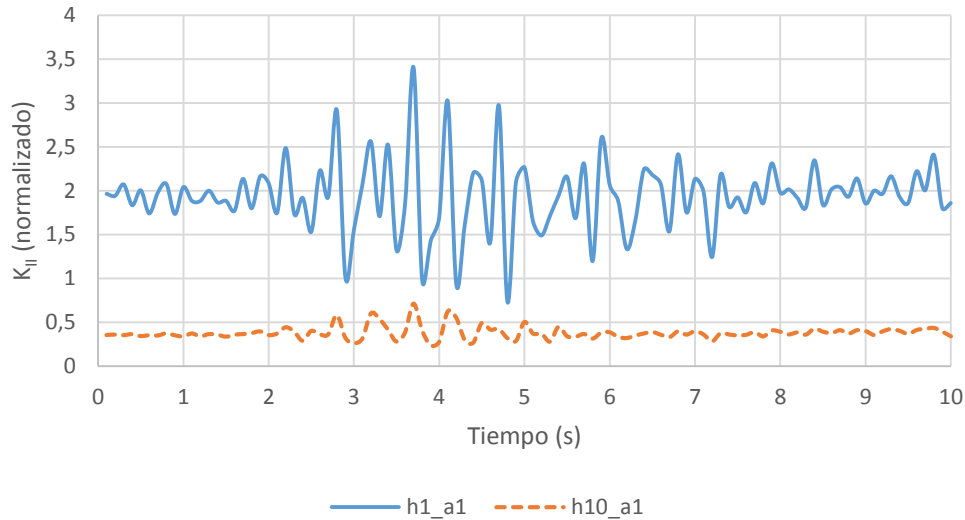
Para ello, la Figura 5.11 y la Figura 5.12 reflejan los valores para modo I y modo II respectivamente, con una extensión de grieta  $a_1$  comparando entre las dos alturas más extremas,  $h_1$  y  $h_{10}$ . Dichos valores se encuentran normalizados con respecto a  $K_{IC}$ .



**Figura 5.11: Comparación de  $K_I$  en dependencia de la altura.**

El factor de intensidad de tensiones permite saber a partir de qué momento una grieta se va propagar de forma inestable. Superado el valor crítico, la tenacidad a la fractura, se puede concluir que la grieta crecerá y que, para valores inferiores, mantendrá su longitud. En la Figura 5.11 aparecen factores de intensidad de tensiones negativos. Para modo I, un FIT menor a cero simboliza la posibilidad de que la grieta se cierre. Cuanto más negativo sea este valor, mayor será la tendencia a hacerlo. Al comparar los resultados para dos alturas distintas, se puede ver que la línea del FIT para  $h_1$  se encuentra por debajo de la de  $h_{10}$ . La razón de se encuentra en el peso propio. Cuanto más abajo se encuentre una grieta, mayor será la porción de presa que esté por encima suya y, por lo tanto, el peso al que se encuentre sometido. Por lo tanto, para dos grietas de similares características situadas a distinta altura, la que se encuentre a menor altura tendrá mayores dificultades para propagarse, debido a que se encuentra sometido a un esfuerzo de compresión más elevado.

Así, el FIT en modo I será mayor (y para valores menores de cero, menos negativo) para grietas que se encuentren a mayor altura.



**Figura 5.12: Comparación de  $K_{II}$  en dependencia de la altura.**

El modo II de fractura está causado por esfuerzos tangenciales paralelos al plano de la grieta con deslizamientos perpendiculares a este. Analizando la geometría del problema, los esfuerzos que existen de este tipo vienen dados principalmente por la fuerza hidrostática.

Al contrario que lo que ocurría en el modo I, la grieta que se encuentra a mayor altura posee un FIT de valor más bajo. El motivo de este comportamiento es el tipo de distribución de tensiones para una carga hidrostática. Este tipo de carga es triangular, de valor máximo en la base de la presa en valor nulo en la superficie libre del agua. El esfuerzo tangencial que esto provoca sobre la presa se asemeja al de una carga triangular distribuida sobre una viga en voladizo, donde el esfuerzo cortante es máximo en el empotramiento y disminuya de forma cuadrática hasta el final de la carga. Por lo tanto, a medida que nos alejamos de la base de la presa el esfuerzo que sufre es menor ya que, expresado de una manera simple, hay menos cantidad de agua intentando desplazarla.

Con esto queda comparado el FIT en modo II para distintas alturas, llegando a la conclusión de que una mayor altura en la grieta provoca un menor factor de intensidad de tensiones

Una vez calculados los valores del factor de intensidad de tensiones equivalente, es conveniente comparar los resultados de los distintos casos. En primer lugar, se relacionará el  $FIT_{eq}$  con la propagación de la grieta en el modelo numérico. La Figura 5.13 representa la evolución temporal del  $FIT_{eq}$  a lo largo del sismo, para una altura  $h_1 = 6m$  y una profundidad de grieta del 12,5% ( $a_1$ ). Además, se señala con una línea vertical el momento en el que empieza a propagarse la grieta.

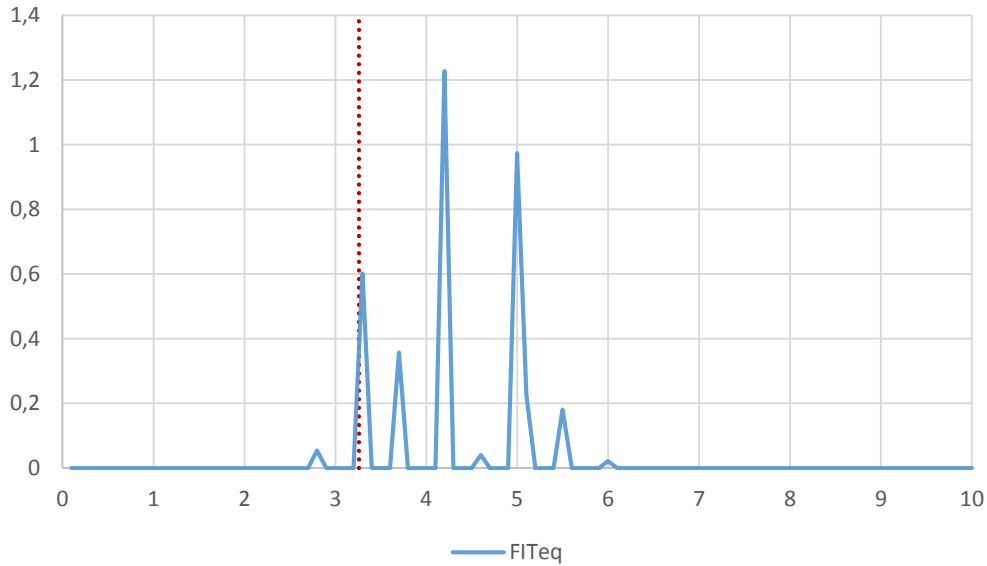


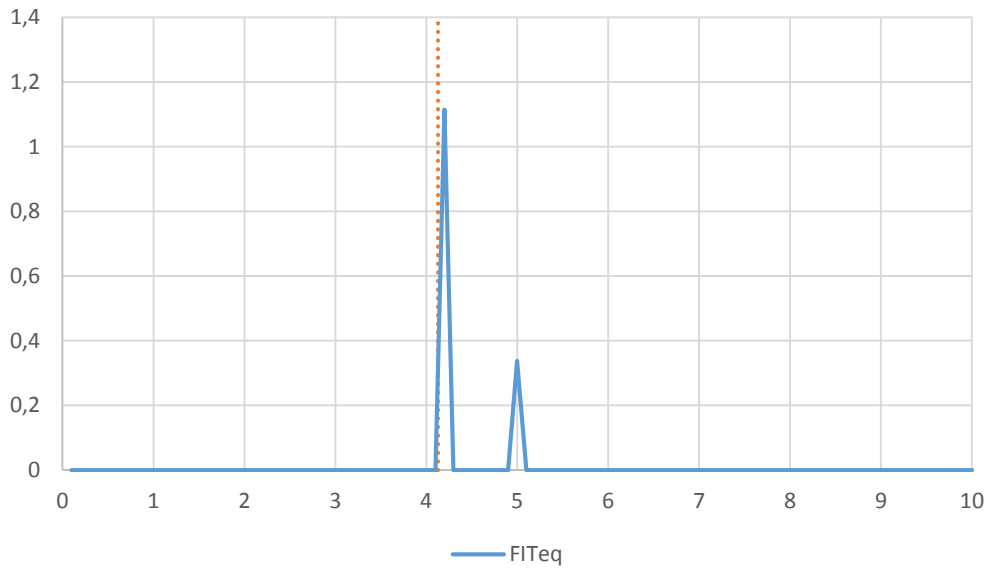
Figura 5.13:  $FIT_{eq}$  para una profundidad del 12,5% a altura  $h_1$ .

Como se puede observar el  $FIT_{eq}$  alcanza un valor superior a uno a los 4,2 segundos. Además existe otro valor cercano a uno (0,974 a los 5,0 segundos) y dos máximos locales más de valor significativo (0,516 a los 3,3 segundos y 0,357 a los 3,7 segundos). La propagación inicial de la grieta se produce a los 3,26 segundos, lo que corresponde con el primer máximo local destacado, donde el  $FIT_{eq}$  alcanza un valor de 0,602.

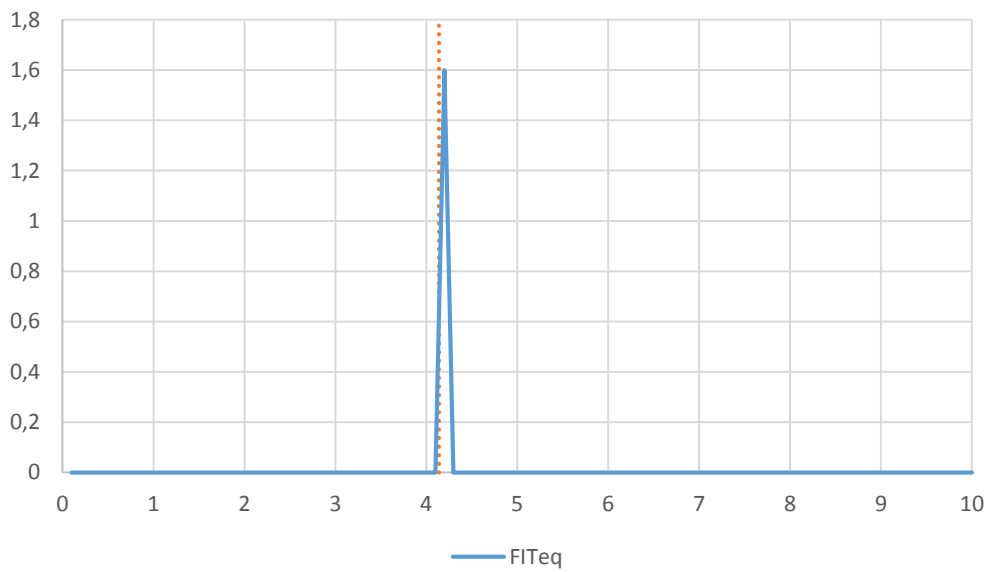
El valor alcanzado para la propagación de la grieta debería ser igual a la unidad. Esta discrepancia es debida a varios factores. El primero, los valores obtenidos con Abaqus no son exactos, ya que ofrece un error del 75%. También es importante la malla y el contorno utilizado, ya que la precisión de los resultados dependerá en gran medida de ello. En este caso, al tratarse de la altura  $h_1$ , tendrá pocos nodos por debajo de la grieta y el contorno no será todo lo adecuado que se necesita. Por último, la expresión utilizada para la obtención del factor de intensidad de tensiones equivalente se trata de una aproximación.

Otro factor importante es la geometría con la que se calcula el  $FIT_{eq}$  y con la que se calcula la propagación de la grieta. Para el factor de intensidad de tensiones se utiliza un modelo elástico – lineal, que no considera el daño. Por lo tanto, la geometría no varía. Al calcular el daño con el modelo plástico, si la primera zona dañada no es el extremo de la fisura, la geometría habrá variado, ya que existirán fisuras en otras zonas. Es por ello que, aun teniendo un valor de  $FIT_{eq}$  de 0,602, la grieta se propaga.

A continuación se muestran dos casos más, para poder observar si ocurre lo mismo con otros parámetros de grieta. La figura 5.14 corresponde a la altura  $h_4$  con una grieta de longitud  $a_2$ , mientras que la Figura 5.15 representa a la altura  $h_9$  con una grieta de longitud  $a_4$ .



**Figura 5.14:  $FIT_{eq}$  para una profundidad del 25% a altura  $h_4$ .**



**Figura 5.15:  $FIT_{eq}$  para una profundidad del 50% a altura  $h_9$ .**

Para estas dos figuras se cumple que la propagación se produce cuando el  $FIT_{eq}$  es mayor de uno. La razón principal se encuentra en la altura a la que está la grieta, ya que por debajo hay una gran número de nodos y los contornos de integración son los adecuados.

Con estos resultados, dejando de lado las pequeñas discrepancias, se puede afirmar que el modelo numérico se comporta de la manera esperada, ya que la fisura se propaga cuando los valores del  $FIT_{eq}$  alcanzan un valor mínimo de 1.



En segundo lugar, se estudia la influencia de la longitud de la fisura en el factor de intensidad de tensiones equivalente y, como se ha demostrado anteriormente, en la propagación de la grieta. Las siguientes figuras contienen el  $FIT_{eq}$  en función del tiempo para las cuatro profundidades de grieta, además una comparación de los valores máximos para cada uno de los casos.

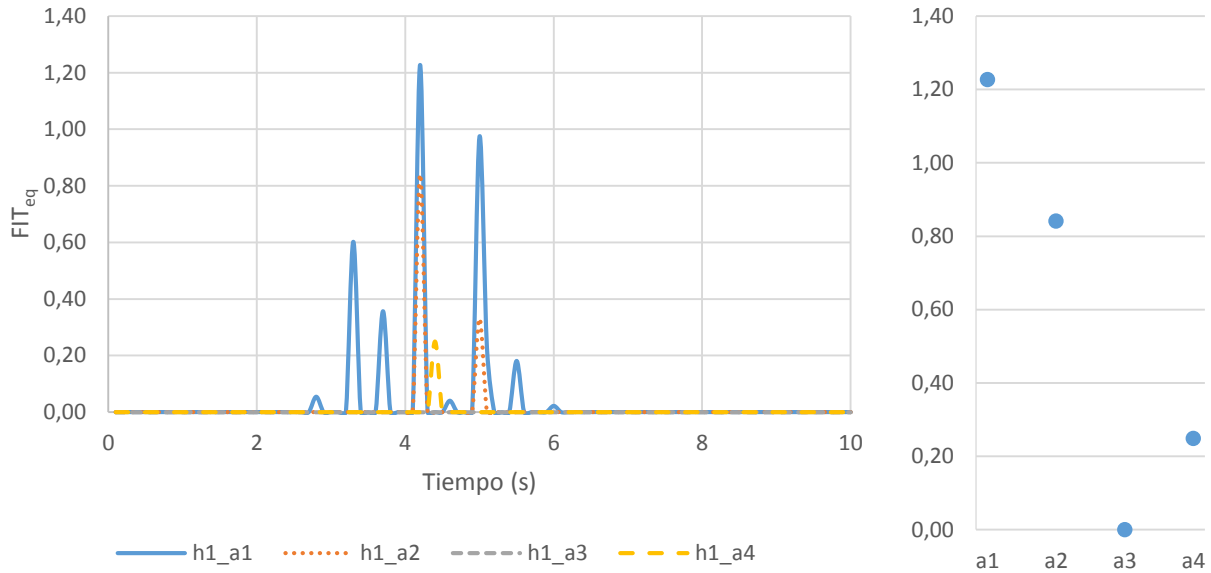


Figura 5.16: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas sin sellar de altura  $h_1$  y valores máximos.

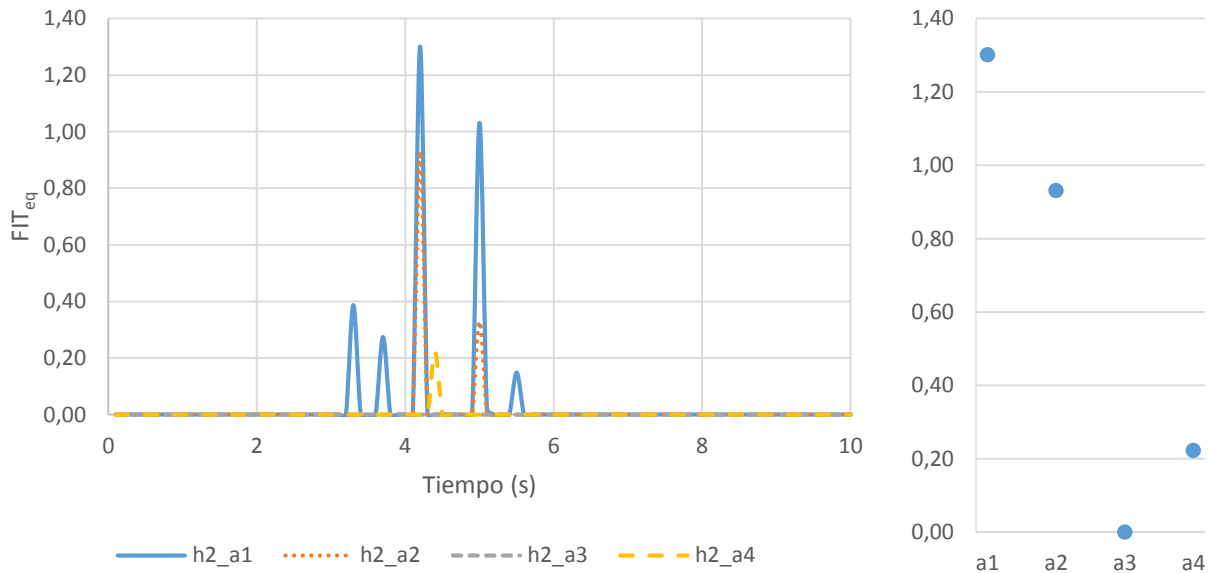
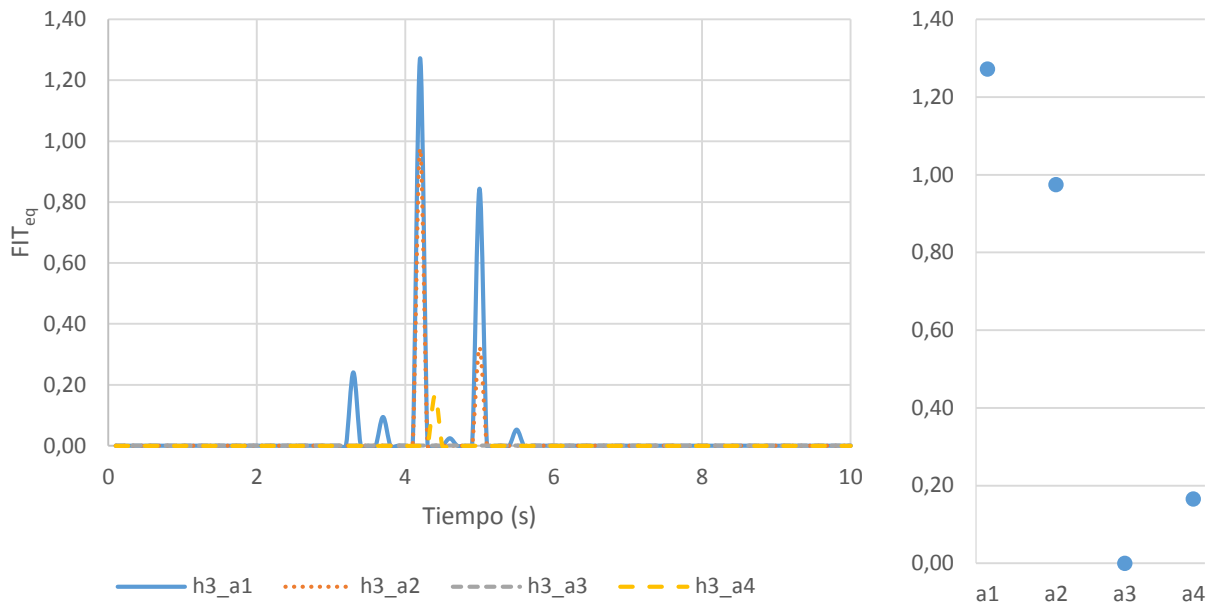
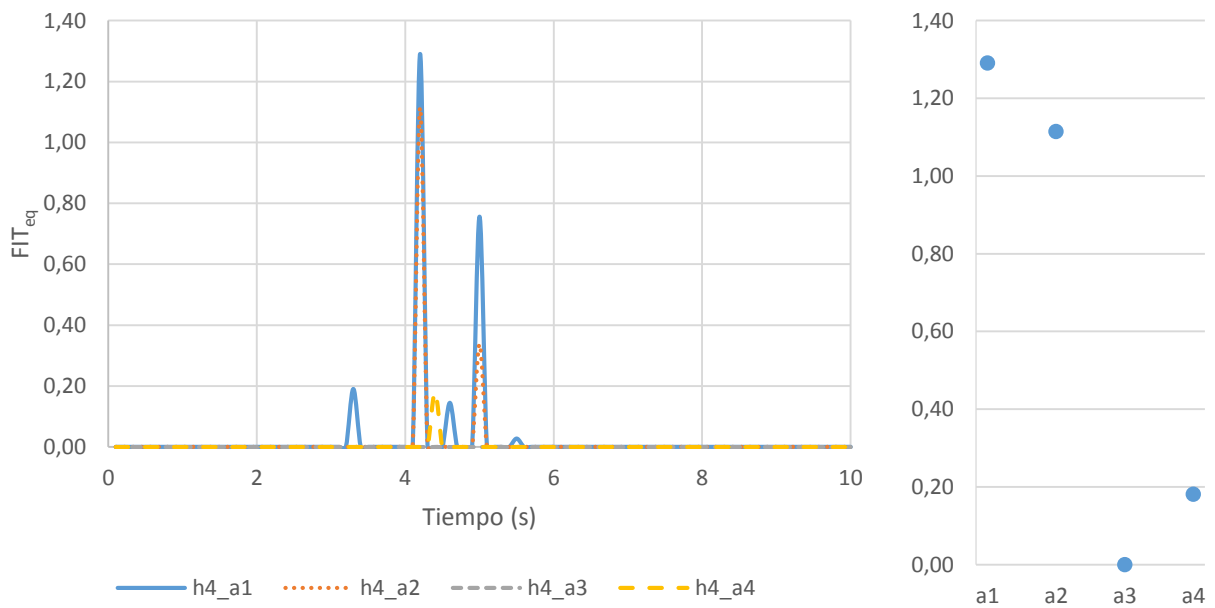


Figura 5.17: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas sin sellar de altura  $h_2$  y valores máximos.

## ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN



**Figura 5.18: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas sin sellar de altura  $h_3$  y valores máximos.**



**Figura 5.19: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas sin sellar de altura  $h_4$  y valores máximos.**

## ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN

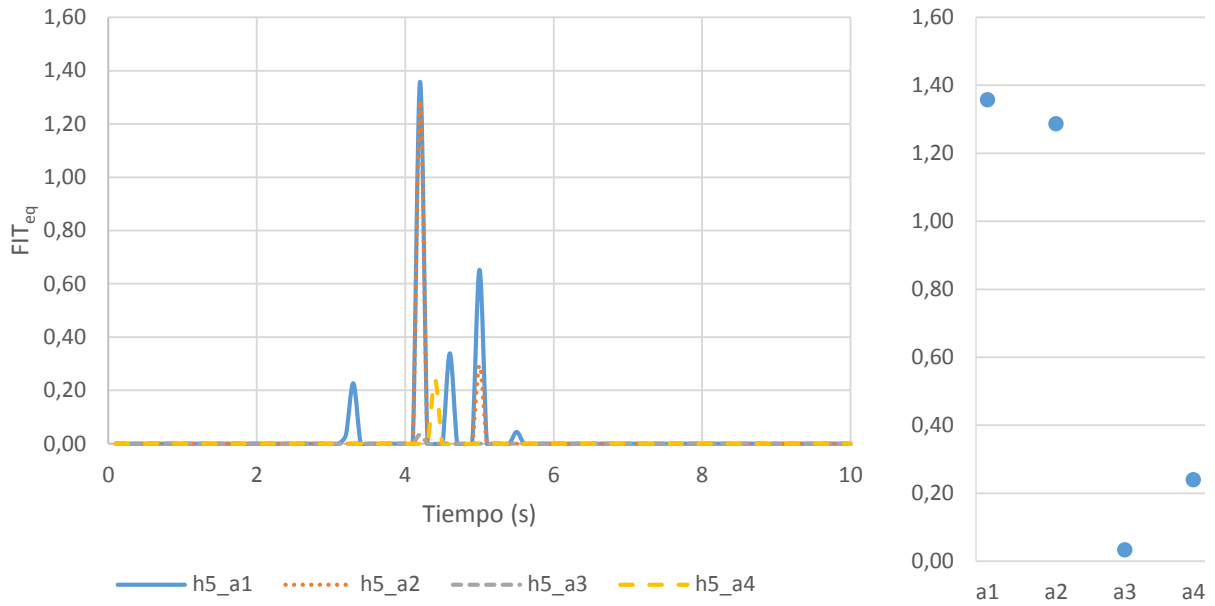


Figura 5.20: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas sin sellar de altura  $h_5$  y valores máximos.

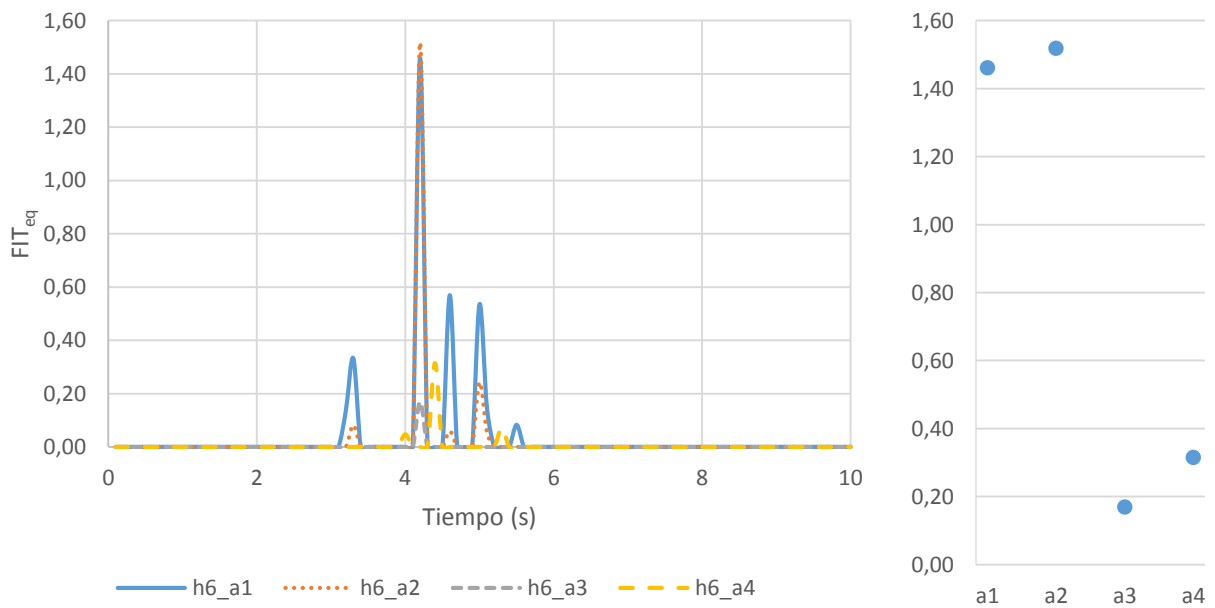
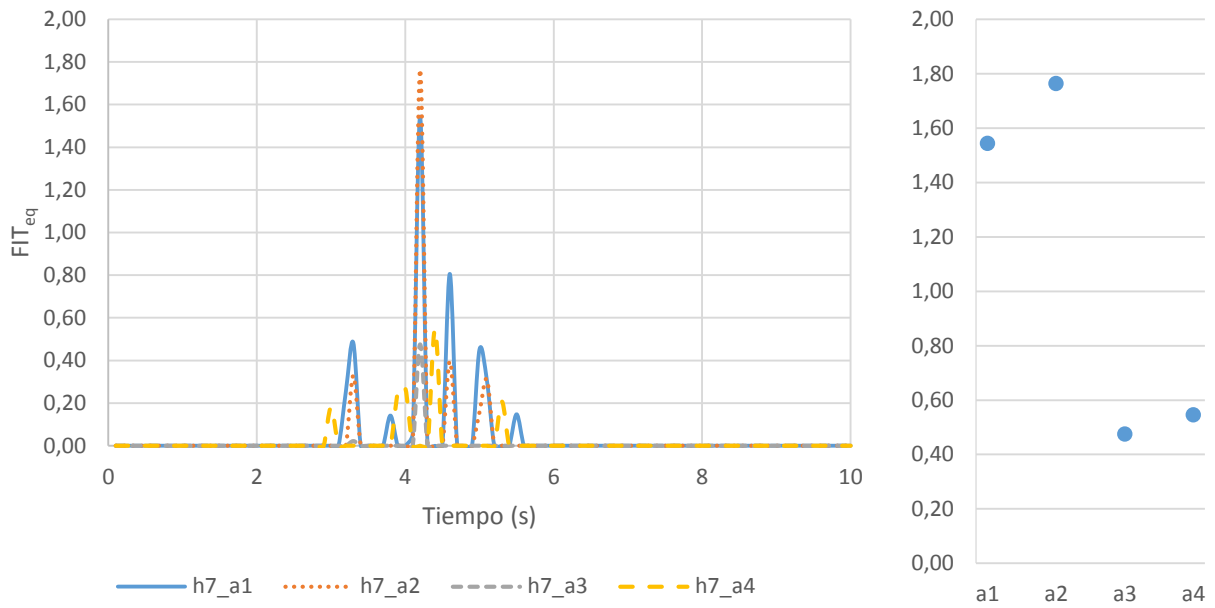
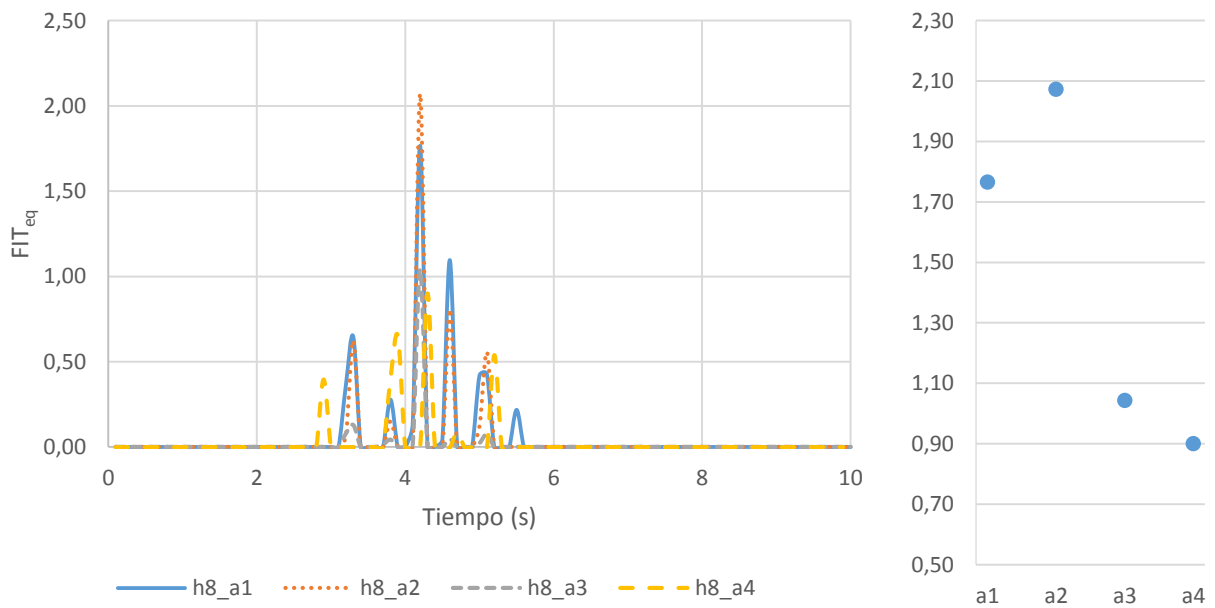


Figura 5.21: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas sin sellar de altura  $h_6$  y valores máximos.

## ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN

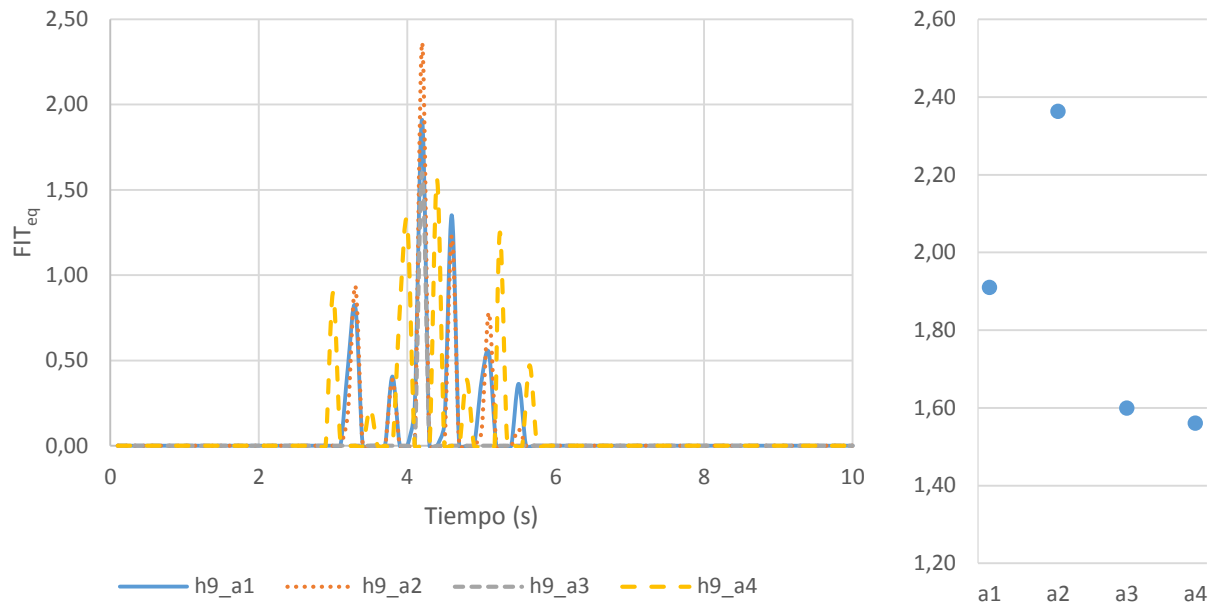


**Figura 5.22: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas sin sellar de altura  $h_7$  y valores máximos.**

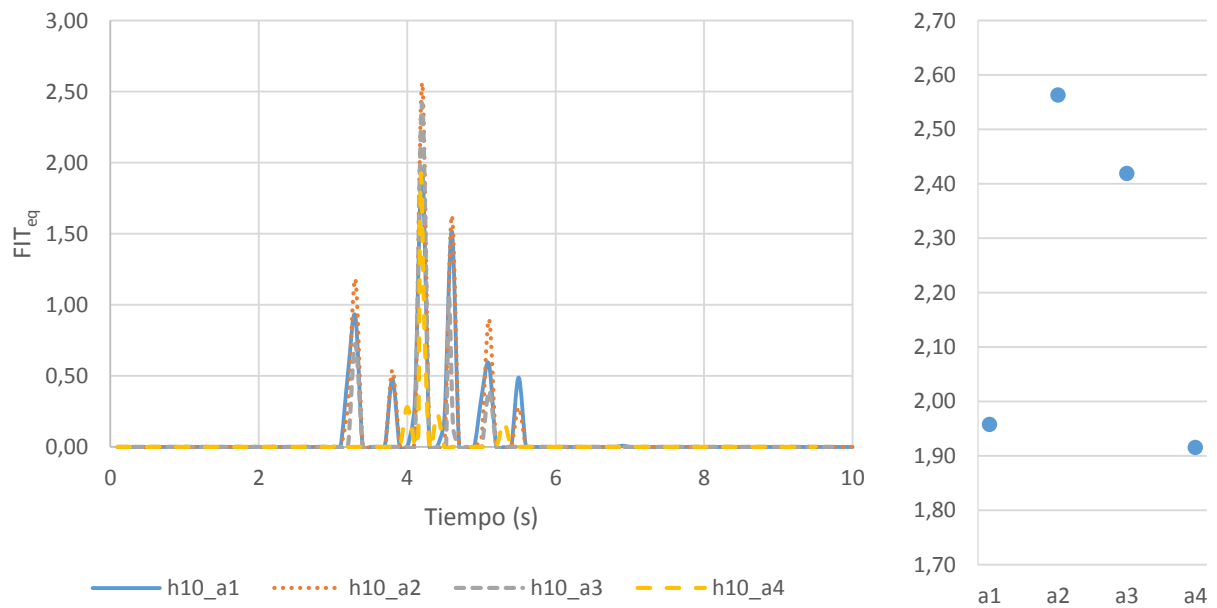


**Figura 5.23: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas sin sellar de altura  $h_8$  y valores máximos.**

## ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN



**Figura 5.24: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas sin sellar de altura  $h_9$  y valores máximos.**



**Figura 5.25: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas sin sellar de altura  $h_{10}$  y valores máximos.**

Para la mayoría los casos se cumple que las profundidades a las que el  $FIT_{eq}$  es mayor son  $a_1$  y  $a_2$ . De hecho, a excepción de las alturas  $h_9$  y  $h_{10}$ , los valores máximos de estas profundidades son significativamente superiores a los obtenidos para  $a_3$  y  $a_4$ .

Además, es necesario analizar la influencia de la altura de la grieta para una profundidad dada. A continuación se encuentran los  $FIT_{eq}$  máximos para una extensión de grieta, comparando las distintas alturas a las que se puede encontrar.

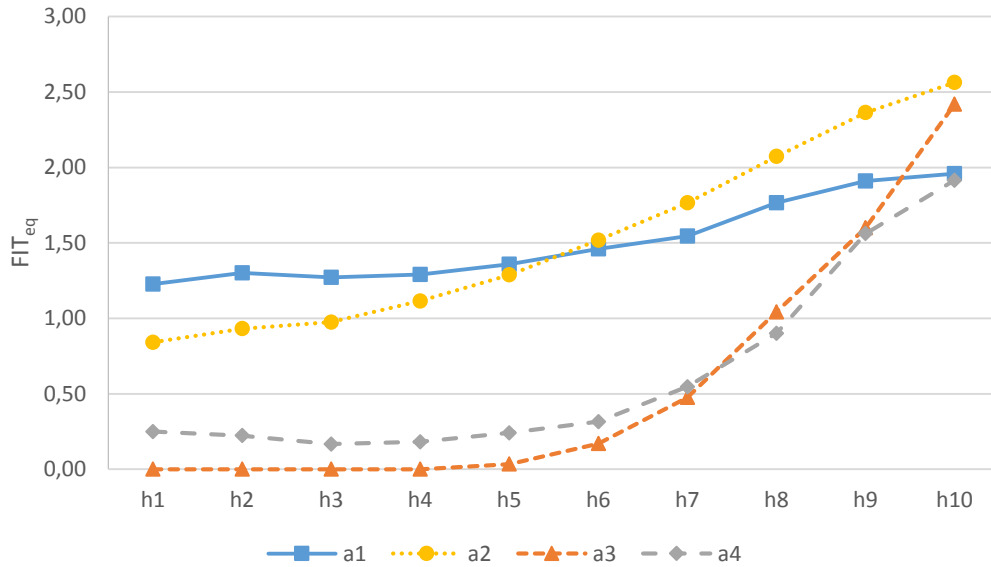


Figura 5.26:  $FIT_{eq}$  máximo para grieta sin sellar.

Como se comentó anteriormente, el peso propio de la estructura tiende a cerrar las grietas, lo que se convierte en un factor de intensidad de tensiones equivalente menor. Esta premisa se puede ver reflejada en las cuatro figuras anteriores donde, sin importar la profundidad de la fisura, hay una tendencia ascendente en el  $FIT_{eq}$  a medida que la altura a la que se encuentra la grieta se hace mayor.

Volviendo a las figuras de la distribución de daño final y a los tres grupos de alturas mencionados con anterioridad, estas figuras reflejan el comportamiento de la fisura.

Empezando por las profundidades  $a_1$  y  $a_2$ , se observa una relación lineal entre el  $FIT_{eq}$  y la altura de la grieta. Esta variación está motivada por la disminución en la cantidad de hormigón que se encuentra por encima de la grieta, por lo que esta puede propagarse con mayor facilidad.

Para la longitud  $a_3$ , las primeras alturas tienen un factor de intensidad equivalente nulo. Corresponde a la zona de baja altura, en la que la propagación de grieta es vertical. Los resultados son coherentes con la manera en la que se ha calculado el  $FIT_{eq}$ , ya que en este caso la propagación no tiene prácticamente componente horizontal. Para la altura media, hay un aumento progresivo en el  $FIT_{eq}$ , que al alcanzar la zona de gran altura

crece de manera muy significativa, ya que la grieta se propaga de manera horizontal y con una gran rapidez.

Por último, para una extensión de grieta  $a_4$  se obtienen unos resultados muy parecidos a los de la profundidad anterior. En este caso, las primeras alturas presentan valores muy pequeños de  $FIT_{eq}$ , que se corresponden con la pequeña propagación horizontal de la grieta que fue comentada en la distribución del daño. Para alturas mayores, crece poco a poco hasta llegar a las dos últimas alturas, en donde de nuevo se produce un aumento considerable en el factor de intensidad de tensiones equivalente.

Además, los valores máximos para el total de los casos se dan para las profundidades de grieta  $a_2$  (en las alturas  $h_8$ ,  $h_9$  y  $h_{10}$ ) y  $a_3$  (únicamente para  $h_{10}$ ). En estos casos el valor del  $FIT_{eq}$  dobla el valor unidad que inicia la propagación de la grieta. Por lo tanto, son las grietas que tienen estos parámetros las que deben considerarse con mayor precaución.

### 5.3 FACTOR DE INTENSIDAD DE TENSIONES EN GRIETA SELLADA

Una vez analizados los resultados de la grieta sin sellar, hay que estudiar los casos en los que se sella la grieta con resina epoxi. Para empezar, se realiza una comparación entre las distintas longitudes de sellado para cada altura, a través de las figuras que se muestran a continuación. Para ello, se han graficado las evoluciones temporales del factor de tensiones equivalente, así como los máximo absolutos de cada una de las longitudes de sellado.

## ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN

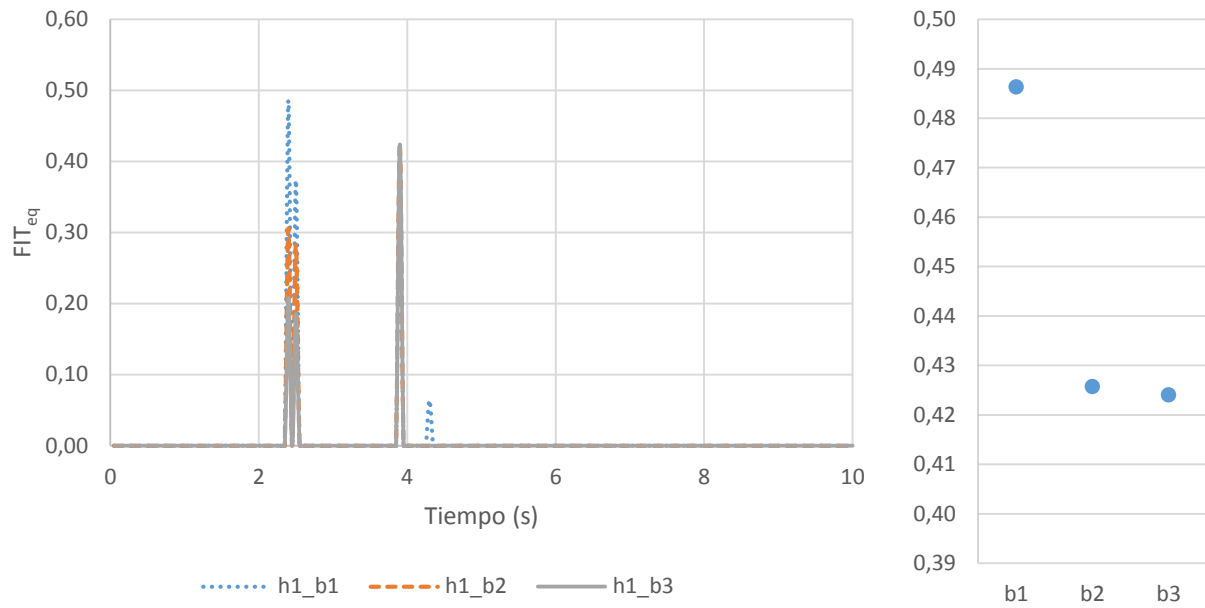


Figura 5.27: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas selladas de altura  $h_1$  y valores máximos.

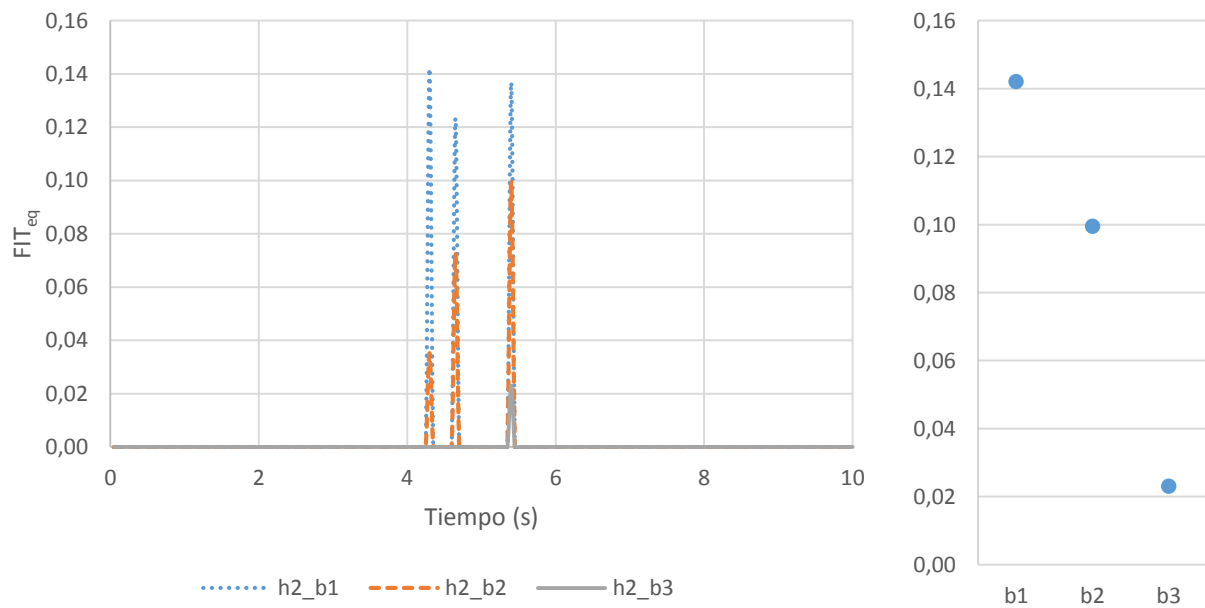


Figura 5.28: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas selladas de altura  $h_2$  y valores máximos.



## ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN

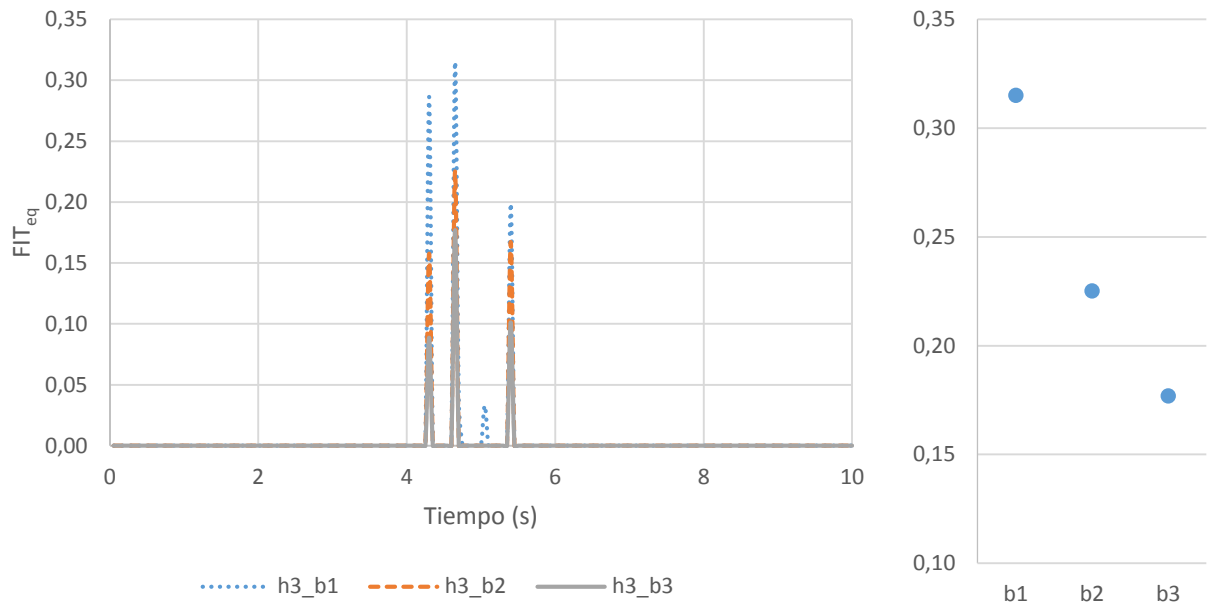


Figura 5.29: Evolución del FIT<sub>eq</sub> para las grietas selladas de altura  $h_3$  y valores máximos.

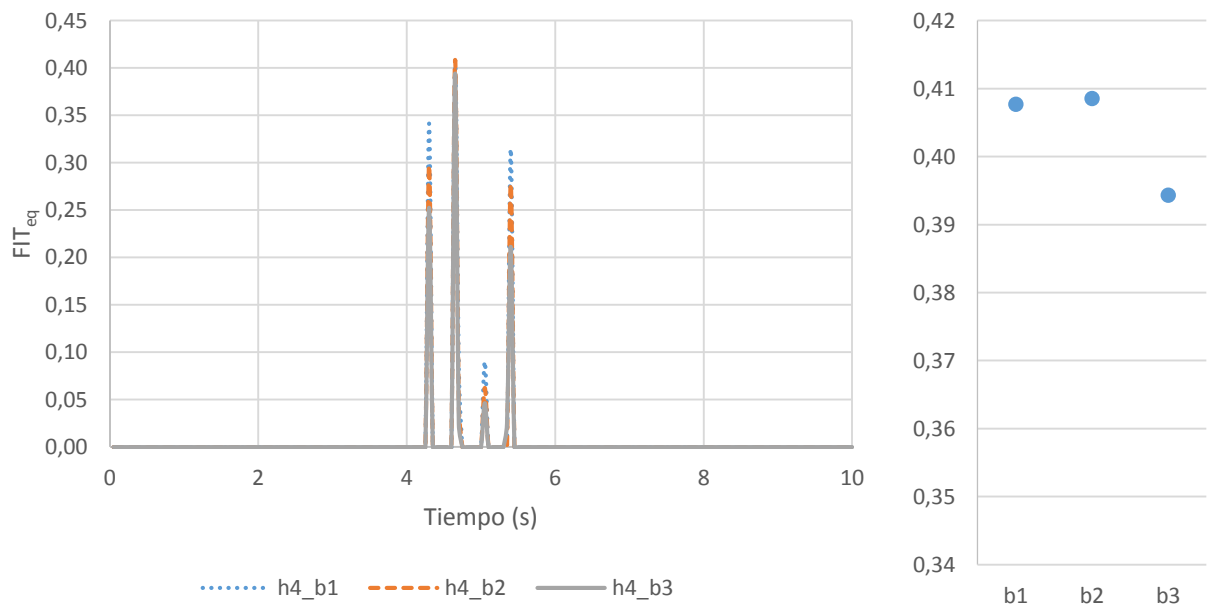


Figura 5.30: Evolución del FIT<sub>eq</sub> para las grietas selladas de altura  $h_4$  y valores máximos.

## ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN

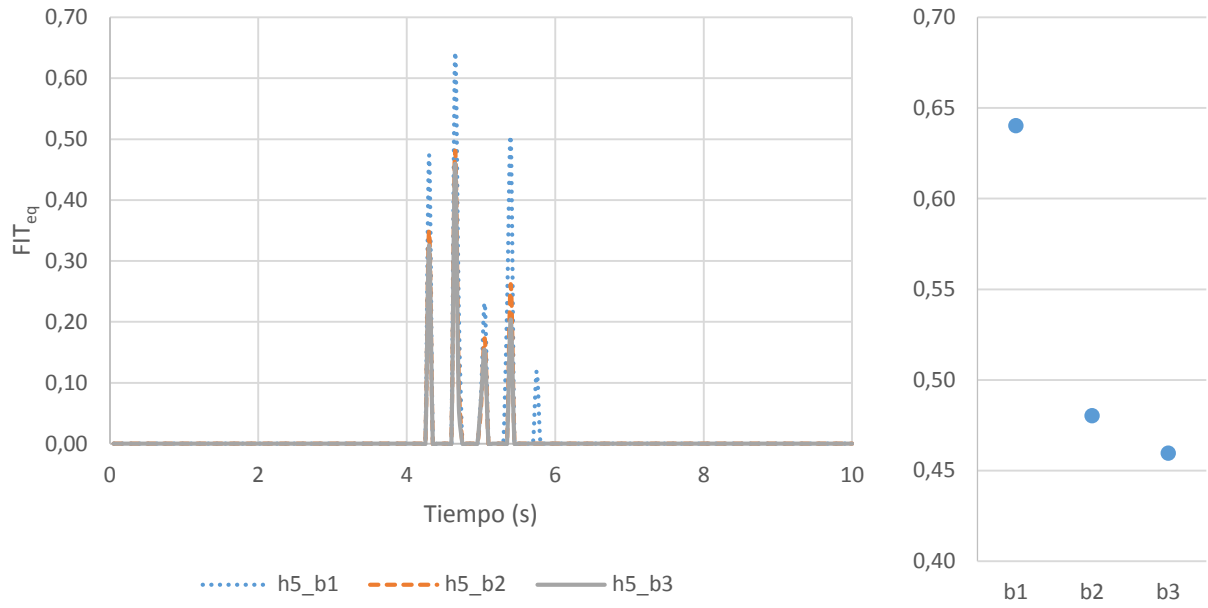


Figura 5.31: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas selladas de altura  $h_5$  y valores máximos.

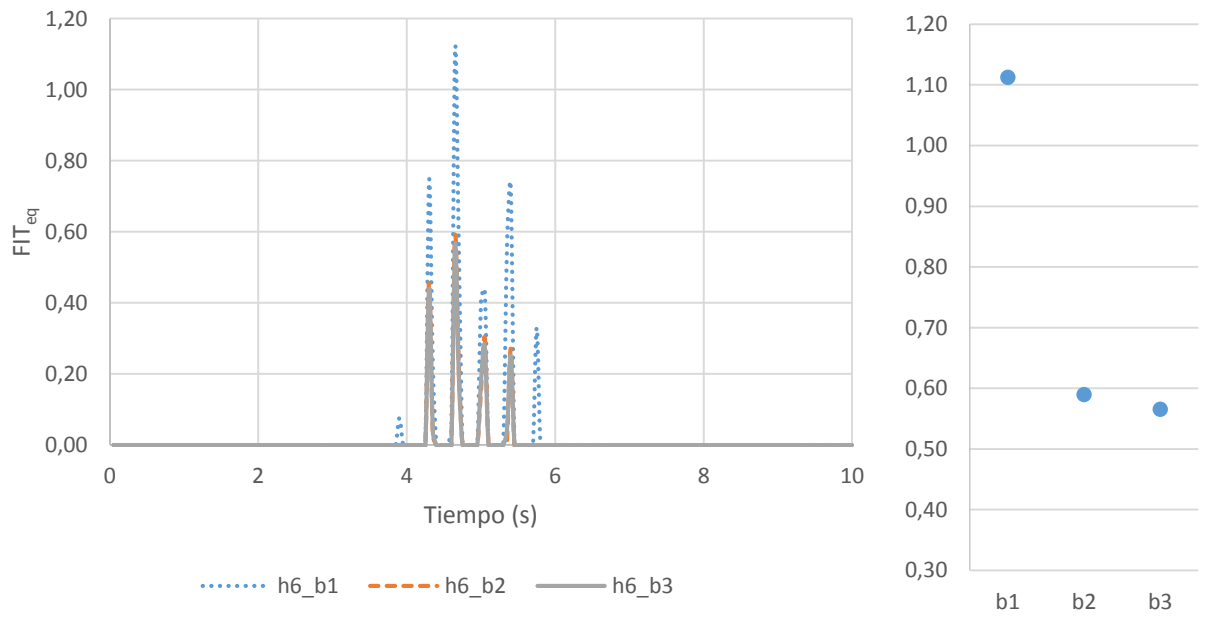


Figura 5.32: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas selladas de altura  $h_6$  y valores máximos.

## ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN

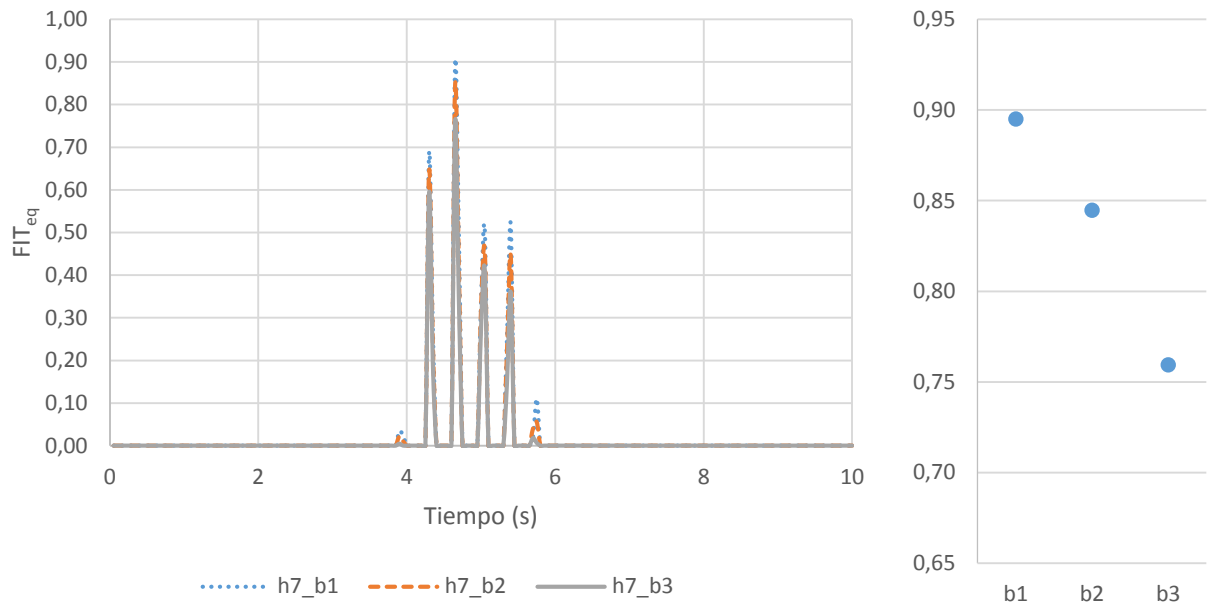


Figura 5.33: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas selladas de altura  $h_7$  y valores máximos.

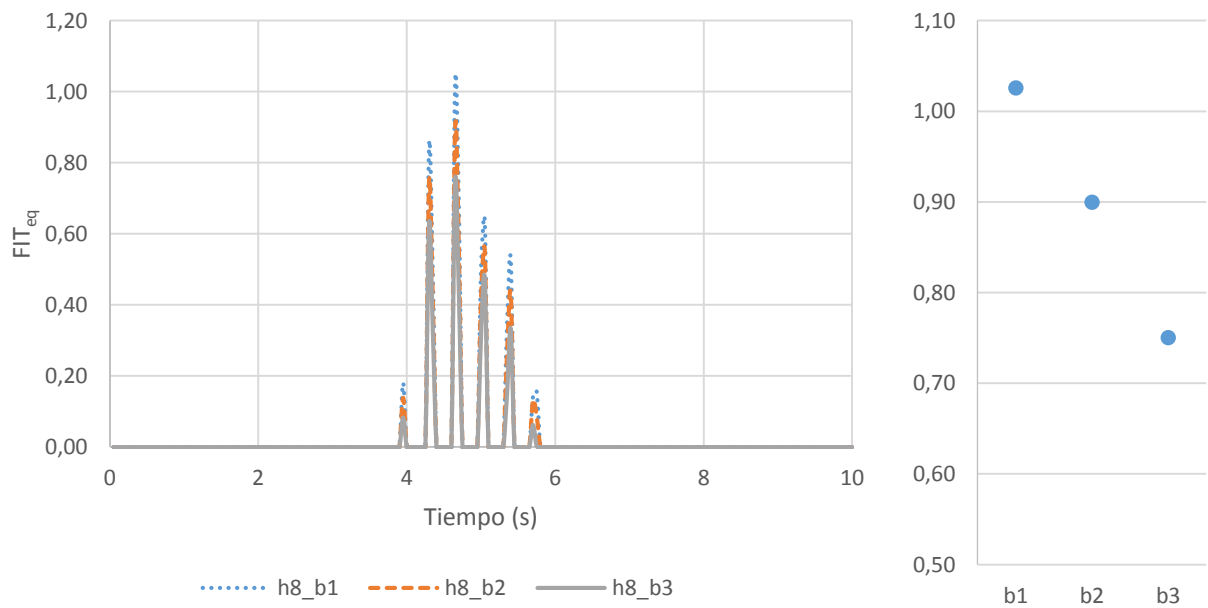
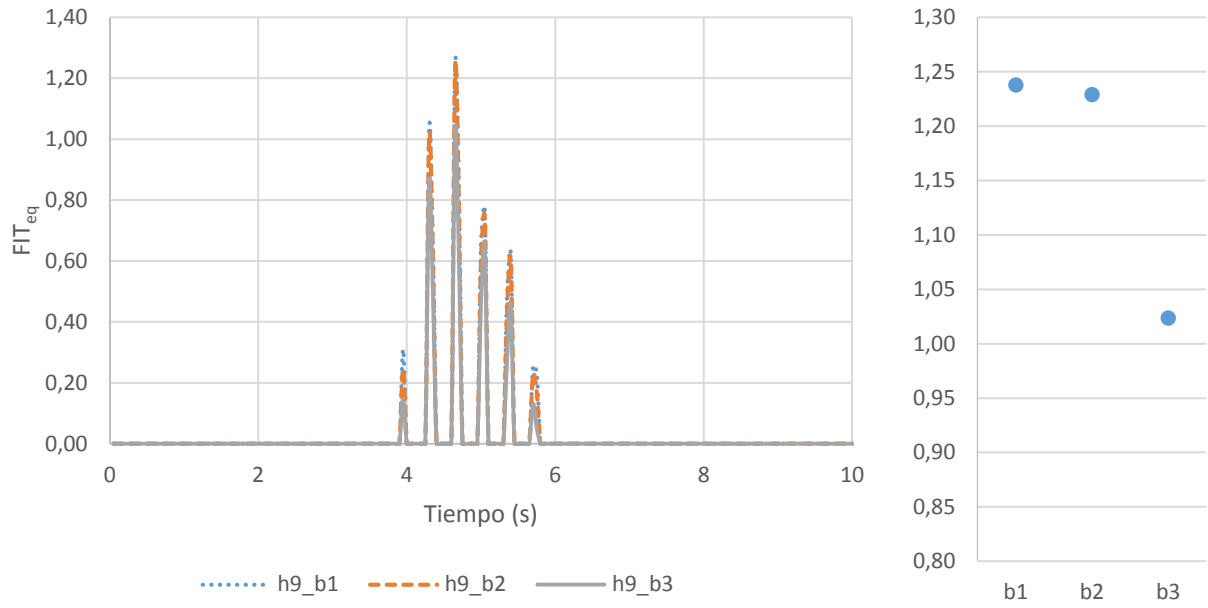
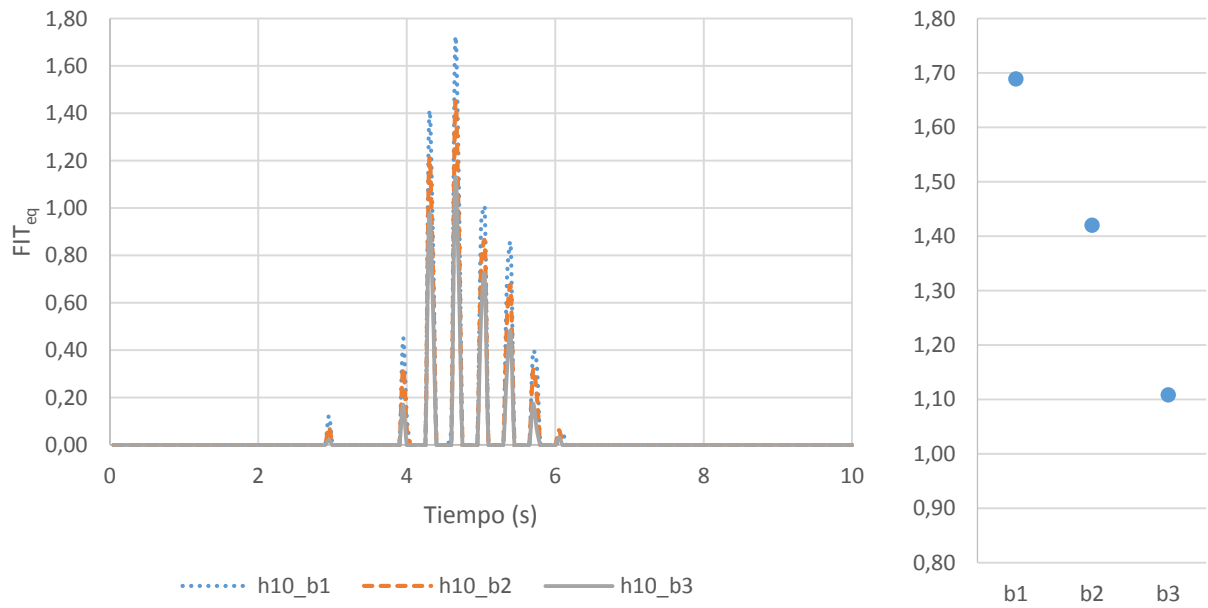


Figura 5.34: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas selladas de altura  $h_8$  y valores máximos.

## ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN



**Figura 5.35: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas selladas de altura  $h_9$  y valores máximos.**



**Figura 5.36: Evolución del  $FIT_{eq}$  para las grietas selladas de altura  $h_{10}$  y valores máximos.**

El primer dato observable es que los máximos relativos para cada una de las profundidades de sellado se alcanzan en los mismos tiempo. En el caso de las grietas sin sellar no ocurría esto, por lo que podría decirse que al ser una grieta sellada, que no dispone de ninguno de sus extremos libres, el comportamiento es más predecible.

Para la mayor parte de las alturas, a excepción de  $h_4$ , se obtienen unos resultados similares. Incluso para el caso citado los resultados no son demasiado discrepantes. El mayor  $FIT_{eq}$  se obtiene para la profundidad de sellado  $b_1$ , es decir, a de menor tamaño. Además, el menor valor de factor de intensidad de tensiones equivalente se encuentra en longitudes de sellado  $b_3$ , las de mayor extensión. Este es un resultado bastante coherente con lo esperado previamente, ya que un mayor porcentaje de grieta sellado supone una mayor integridad estructural y, por lo tanto, un grado de dificultad elevado para la propagación de la grieta.

Por otro lado, se encuentra un tiempo crítico para las grietas selladas, ya que los máximos absolutos se encuentran localizados a los 4,65 segundos en ocho de los diez casos estudiados, siendo los datos atípicos los correspondientes a las dos primeras alturas.

Al igual que en los casos anteriores, se estudiará la importancia de la altura a la que se encuentra situada la fisura para cada una de las alturas posibles. Las siguientes figuran muestran los valores máximos del factor de intensidad de tensiones equivalente para cada uno de los casos.

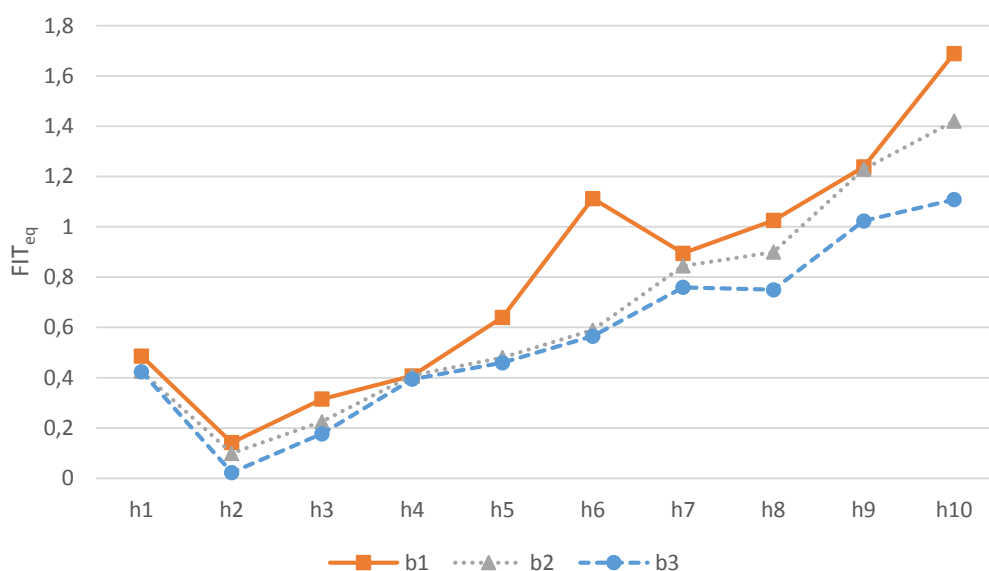


Figura 5.37:  $FIT_{eq}$  máximo para grieta sellada.

Como sucedía para la grieta sin sellar, se observa una relación directamente proporcional entre la altura de la grieta y el  $FIT_{eq}$ . Existe un dato atípico situado en la altura  $h_1$ . Una explicación posible puede ser la cercanía a la base de la fisura, ya que

como se ha explicado con anterioridad los contornos de integración pueden no ser del todo adecuados. También se puede apreciar que una mayor longitud de sellado produce  $FIT_{eq}$  más pequeños, como era de esperar,

La Figura 5.37 muestra los valores máximos de las grietas selladas y los compara con la grieta sin sellar.

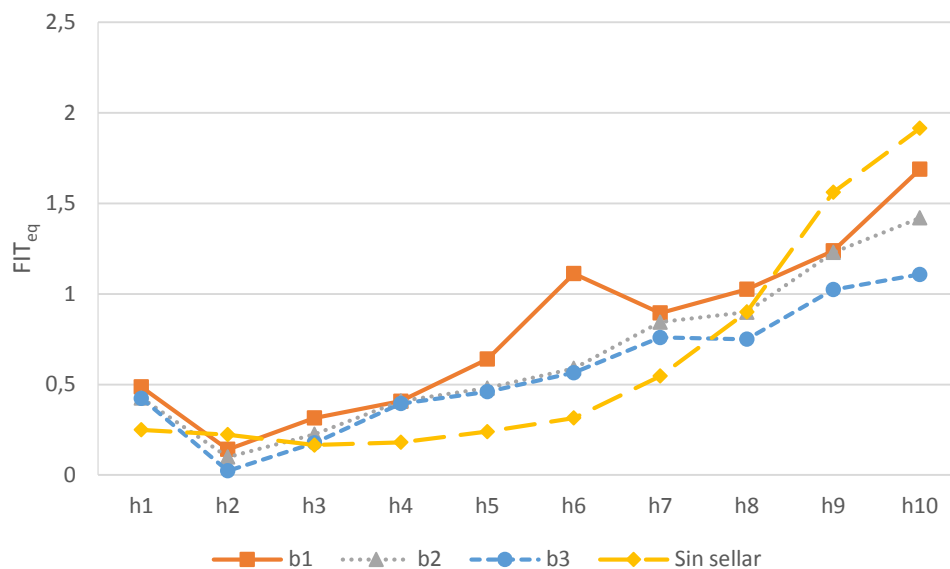


Figura 5.37:  $FIT_{eq}$  máximo para grieta sellada vs. grieta sin sellar.

Como se puede observar, los valores obtenidos para una grieta sellada son mayores que para la grieta sin sellar. Esto es así para todas las alturas a excepción de  $h_9$  y  $h_{10}$ , donde los valores críticos se dan para la grieta sin sellar. Por lo tanto, las grietas que se encuentran a mayor altura si obtienen un beneficio al ser selladas. Para el resto, los resultados obtenidos únicamente aplicando el modelo elástico – lineal no muestran una mejoría en el comportamiento de la presa.

## Capítulo 6

### Conclusiones y Trabajos Futuros

## 6 CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

### 6.1 CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha realizado un modelo numérico con la finalidad de analizar la estabilidad de fisuras en presas de gravedad de hormigón sometidas a una acción sísmica. Para ello se han implementado en el código comercial de elementos finitos Abaqus/Standard dos modelos bidimensionales:

- En el primero se ha modelado el material considerando el comportamiento plástico y la evolución del daño en el material,
- Mientras que el segundo se ha basado en la mecánica de fractura elástica lineal.

Con la finalidad de validar y calibrar la capacidad predictiva del modelo plástico para capturar la respuesta estructural de una presa frente a una acción sísmica, se ha analizado el caso de la presa de Koyna, la cual se encuentra ampliamente analizada en la literatura, permitiendo comparar los resultados obtenidos con otros presentados por otros autores.

Una vez validado el modelo, se ha analizado la misma geometría de la presa de Koyna, con la salvedad de que se ha incorporado una fisura paralela al plano horizontal, que se inician en el paramento de aguas arriba del embalse. En este apartado se ha realizado un estudio paramétrico en el que se ha variado la longitud de la fisura y su altura, analizando un total de 80 casos. Este análisis se ha llevado a cabo con los dos modelos, y se han comparado sus resultados, mostrando la correlación que existe entre ambos. De este estudio se han podido extraer las siguientes conclusiones:

- Al igual que en un análisis sin grietas, las zonas de daño preferentes son la base de la grieta (concretamente aguas arriba y con una propagación aguas abajo) y en el cambio de pendiente de la pared exterior (con un crecimiento aguas arriba).
- Existe una correlación entre el factor de intensidad de tensiones equivalente calculado mediante la ecuación de William y la primera propagación inestable de la grieta.
- Para un porcentaje de profundidad similar, las grietas situadas a mayor altura provocan una mayor inestabilidad estructural, debido a que el peso propio de la estructura evita en cierta medida el crecimiento inestable de las fisuras.
- Para bajas alturas, las grietas poco profundas son las que tienen mayor tendencia a propagarse. A medida que se aumenta la altura, el comportamiento de las fisuras de mayor longitud se tornan más inestable.

También se ha llevado a cabo un estudio en el que se ha considerado la reparación de las fisuras de las presas, mediante su sellado con resinas epoxis (método común de reparación). En este caso se ha considerado el sellado parcial de la fisura, con la finalidad de ver si es posible el ahorro de material sin llegar a comprometer la integridad de la



estructura. El estudio se ha modelado exclusivamente con el modelo elástico – lineal, con un total de 30 casos analizados, y se han obtenido las siguientes conclusiones:

- A excepción de las grietas de mayor altura, el sellado parcial de las fisuras no asegura una mayor integridad estructural de la presa en caso de terremoto.
- Se requiere de un sellado completo de la fisura, y es necesario revisar que se realiza de una forma adecuada, ya que grietas internas de longitudes medias y cortas son particularmente inestables.

### 6.2 TRABAJOS FUTUROS

Con la finalización de este trabajo y dados los resultados obtenidos, no se da por cerrado el modelo numérico planteado sino que se abren caminos que pueden ser recorridos por nuevos estudios, como pueden ser:

- Incorporar el efecto hidrodinámico de la presa y/o la interacción suelo-estructura.
- Variar las propiedades mecánicas del hormigón, o parámetros geométricos de la presa.
- Variar la cota del embalse, con la finalidad de analizar si esta situación en presas fisuradas perjudica o no su integridad estructural.

## REFERENCIAS

- [1] HIBBITT, KARLSSON, SORESENSEN, INC. (2004). *ABAQUS/standard user's manual*, v. 6.10. Pawtucket, Rhode Island: Dassault Systèmes Simulia Corp.
- [2] ART WALZ, M. *et al.* (2007). *Las presas y el agua en el mundo*. Levallois-Perret, Francia: Comisión Internacional de Grandes Presas.
- [3] IECA. (2013). *El hormigón en la construcción de presas*. Madrid: Instituto nacional del cemento y sus aplicaciones.
- [4] INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. *General Synthesis*. <[http://www.icold-cigb.org/GB/World\\_register/general\\_synthesis.asp](http://www.icold-cigb.org/GB/World_register/general_synthesis.asp)> [Consulta: 10 de junio de 2014]
- [5] FATHY ABDELAZIZ, A. M. (1996). *Inyección de grandes grietas con resina epoxi*. Tesis. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- [6] ANDERSON, T.L. (2005). *Fracture Mechanics. Fundamentals and Applications*, Third Edition. Boca Raton, Florida: Taylon & Francis Group.
- [7] BRAUN, M. *et al.* (2013). “Análisis del comportamiento sísmico de una presa de gravedad de hormigón mediante un modelo discreto”. *Anales de la Mecánica de la Fractura XXX* (2013, Toledo).
- [8] Irwin, G.R., (1957). “Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate”. *Journal of Applied Mechanics, Transactions of ASME*, vol. 24, pp. 361–364.
- [9] ICOLD, (1997). Concrete dams-control and treatment of cracks, review and case histories, Bulletin Nº107,
- [10] *Koyna Project*. <[http://www.koynaproject.org/dam\\_stre.html](http://www.koynaproject.org/dam_stre.html)> [Consulta: 22 de junio de 2014]
- [11] ÁVILA ÁLVAREZ, G. (2004). *Estudio de la retracción y el agrietamiento de arcillas. Aplicación a la arcilla de Bogotá*. Tesis. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- [12] BEDOLLA HERNÁNDEZ, J. *et al.* (2014). *Estimación de factores de intensidad de esfuerzos en sistemas mecánicos con fricción*. Bloomington, Indiana: Trafford Publishing.